



TUGAS AKHIR-RC14-1501

**PERENCANAAN EMBUNG OHOI MARVUN
KECAMATAN KEI KECIL TIMUR KABUPATEN
MALUKU TENGGARA**

ANNA AMALIA MISDANIK
NRP. 3113 100 066

Dosen Pembimbing I
Dr. techn. Umboro Lasminto, ST, MSc.

Dosen Pembimbing II
Dr. Ir. Edijatno

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR-RC14-1501

**PERENCANAAN EMBUNG OHOI MARVUN
KECAMATAN KEI KECIL TIMUR KABUPATEN
MALUKU TENGGARA**

ANNA AMALIA MISDANIK
NRP. 3113 100 066

Dosen Pembimbing I
Dr. techn. Umboro Lasminto, ST, MSc.

Dosen Pembimbing II
Dr. Ir. Edijatno

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT-RC14-1501

**THE DESIGN OF OHOI MARVUN RETENTION BASIN,
LOCATED IN EASTERN DISTRICT OF KEI KECIL,
SOUTHEAST MALUKU**

ANNA AMALIA MISDANIK
NRP. 3113 100 066

Supervisor I
Dr. techn. Umboro Lasminto, ST, MSc.

Supervisor II
Dr. Ir. Edijatno

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017

**PERENCANAAN EMBUNG OHOI MARVUN
KECAMATAN KEI KECIL TIMUR KABUPATEN
MALUKU TENGGARA**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

ANNA AMALIA MISDANIK

Nrp. 3113 100 066

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Dr. techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc.
2. Dr. Ir. Edijatno



**SURABAYA
MARET, 2017**

**PERENCANAAN EMBUNG OHOI MARVUN
KECAMATAN KEI KECIL TIMUR KABUPATEN
MALUKU TENGGARA**

Nama Mahasiswa : Anna Amalia Misdanik
NRP : 3113 100 066
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Dr.techn.Umboro Lasminto,ST.,M.Sc
Dr. Ir. Edijatno

Abstrak

Desa Marvun merupakan salah satu desa yang terdapat di Kecamatan Kei Kecil Timur, Kabupaten Maluku Tenggara. Daerah tersebut dengan kondisi topografi berbukit di beberapa kawasan sering mengalami kekeringan khususnya pada musim kemarau. Pada Desa Marvun terdapat sebuah sungai yaitu Sungai Marvun yang berpotensi sebagai sumber daya air untuk memenuhi kebutuhan air penduduk sekitar. Oleh karena itu, di daerah ini perlu direncanakan suatu bangunan penampung air sebagai upaya peningkatan penyediaan air baku untuk kebutuhan air bersih maupun kebutuhan air irigasi.

Dalam Tugas Akhir ini, direncanakan Embung Ohoi Marvun dengan kedudukan as bendung yang telah ditentukan pada analisa sebelumnya. Perencanaan dilakukan dengan menganalisa data-data yang ada sehingga mendapatkan desain Embung Marvun. Analisa yang dilakukan meliputi analisa hidrologi, analisa hidrolika, serta kontrol stabilitas seluruh bangunan pada Embung Ohoi Marvun. Perhitungan yang dipakai dalam perencanaan yaitu meliputi perhitungan curah hujan rencana dengan menggunakan Log Pearson Tipe III, analisa ketersediaan debit menggunakan metode FJ. Mock, debit rencana menggunakan metode hidrograf Nakayasu, analisa tampungan menggunakan lengkung kapasitas waduk, sedangkan untuk penelusuran banjir menggunakan metode tahap demi tahap (step

by step) dengan menggunakan microsoft excel, analisa tubuh embung dan kestabilannya, serta analisa pelimpah dan kestabilannya menggunakan software GeoStudio Slope/W 2012.

Dari perhitungan yang telah dilakukan diperoleh Ketersediaan air pada Sungai Marvun dengan debit andalan rerata terjadi debit maksimum pada bulan Desember sebesar $0,042 \text{ m}^3/\text{detik}$ dan terjadi debit minimum pada bulan Oktober sebesar $0,001 \text{ m}^3/\text{detik}$. Kebutuhan air baku penduduk Desa Marvun sebesar $0,25 \text{ liter/detik}$. Kesenjangan air yang terjadi pada Sungai Marvun dengan menggunakan debit andalan rerata FJ. Mock dapat memenuhi kebutuhan air irigasi dengan pola tanam palawija-palawija-palawija untuk luas lahan 5 ha. Desain Embung menggunakan tipe urugan inti tegak dengan lebar pucak 6 m, tinggi tubuh embung 10 m, lebar dasar embung 59 m, kemiringan lereng hulu 1:2,5 dan kemiringan lereng hilir 1:2. Pelimpah menggunakan tipe Ogee dengan lebar saluran pelimpah 4 m, panjang saluran peluncur 7 m, panjang kolam olak 5 m dengan tipe kolam olak yaitu USBR tipe III.

Kata kunci : Sungai Marvun, kekeringan, desain Embung Ohoi Marvun

**THE DESIGN OF OHOI MARVUN RETENTION BASIN,
LOCATED IN EASTERN DISTRICT OF KEI KECIL,
SOUTHEAST MALUKU**

Name : Anna Amalia Misdanik
NRP : 3113 100 066
Department : Civil Engineering FTSP-ITS
Supervisors : Dr.techn.Umboro Lasminto,ST.,M.Sc
Dr. Ir. Edijatno

Abstract

Marvun village is one of the villages located in the Eastern District of Kei Kecil, Southeast Maluku. It has hilly topography and in some areas frequently affected, by drought, especially, in the dry season. There is Marvun River which has potential as water resources for the needs of the villagers in Marvun Village. Therefore, in those areas are necessary to design a reservoir to increase the supply of raw water for the needs of clean water and irrigation.

In this final project, designed Retention Basin of Ohoi Marvun with top notch weir, as specified in the previous analysis. Calculation is done by analyzing the data, which is already provided, to get final design of retention basin of Ohoi Marvun. Analysis was conducted on the analysis of hydrology and hydraulics, and control stability of the entire building on Retention basin of Ohoi Marvun. The calculation of rainfall design used Log Pearson Type III, analysis of water availability used FJ. Mock Method, discharge design used Nakayasu Hidrograph, reservoir analysis used “lengkung kapasitas” method and flood routing analysis used step by step method on microsoft excel, the stability of main dam and spillway used GeoStudio Slope/W 2012 software.

From the calculation that have been done, the availability of water in the Mrvun River with the average mainstay discharge

occurred in December of $0.042 \text{ m}^3/\text{sec}$ and there was a minimum discharge in October of $0.001 \text{ m}^3/\text{sec}$. The raw water demand of Marvun Village was $0,25 \text{ liters/sec}$. From water balance occurred in Marvun River using mainstay discharge of average FJ. Mock can meet the needs of irrigation water with the cropping pola of palawija-palawija-palawija for a land area of 5 ha. The design of main dam used upright core type with 6 m width, 10 m of the body height, 59 m of the basic embankment width, the slope of upstream was 1:2.5 and the slope of downstream was 1:2. Spillway used Ogee type with 4 m of the channel width, 7 m of the channel launcher length, 5 m of the olah pool length with olah pool type used USBR type III

Keywords : Marvun River, Draught, Ohoi Marvun Retention Basin Design

KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Allah SWT atas rahmat dan karunia-Nya, serta shalawat dan salam kepada Nabi Muhammad SAW atas segala suri tauladan yang diberikan sehingga laporan Tugas Akhir dengan judul “Perencanaan Embung Ohoi Marvun Kecamatan Kei Kecil Timur Kabupaten Maluku Tenggara” dapat selesai tepat waktu.

Tugas akhir ini disusun untuk memenuhi persyaratan akademis dalam rangka penyelesaian studi di Departemen Teknik Sipil FTSP ITS.

Dalam kesempatan ini penulis bermaksud mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang mendukung dan membantu atas terselesaikannya Tugas Akhir ini. Terima kasih saya ucapkan kepada:

1. Bapak Dr. techn. Umboro Lasminto, ST., MSc. selaku dosen pembimbing utama yang telah memberikan arahan serta bimbingannya dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini
2. Bapak Dr. Ir. Edijatno selaku dosen pembimbing kedua yang telah memberikan saran dalam perbaikan penulisan Tugas Akhir ini
3. Seluruh dosen pengajar di Jurusan Teknik Sipil yang telah memberikan ilmu serta bimbingannya selama masa perkuliahan
4. Teman-teman “Suku Air ITS” yang memberikan motivasi dan bantuan selama proses penyusunan tugas akhir ini
5. Teman-teman Departemen Teknik Sipil ITS yang memberikan motivasi dan bantuan selama proses penyusunan tugas akhir ini

Dalam penulisan Tugas Akhir ini penulis menyadari bahwa tugas akhir yang penulis buat masih sangat jauh dari

kesempurnaan. Oleh Karena itu penulis mohon petunjuk, saran, dan kritik terhadap tugas akhir ini. Sehingga kedepannya, diharapkan ada perbaikan terhadap tugas akhir ini serta dapat menambah pengetahuan bagi penulis.

Surabaya, Maret 2017

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
<i>TITLE PAGE</i>	ii
LEMBAR PENGESAHAN.....	iii
ABSTRAK	v
<i>ABSTRACT</i>	vii
KATA PENGANTAR.....	ix
DAFTAR ISI.....	xi
DAFTAR TABEL.....	xv
DAFTAR GAMBAR.....	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan	2
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat	3
1.6 Peta Lokasi	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Tinjauan Umum	5
2.2 Penentuan Luas Daerah Aliran Sungai (DAS).....	5
2.3 Analisis Hidrologi	6
2.3.1 Analisa Frekuensi Hujan	6
2.3.2 Pengujian (Uji Distribusi)	10
2.3.3 Distribusi Hujan Jam-Jaman.....	13
2.3.4 Analisa Curah Hujan Efektif	14
2.4 Hidrograf Satuan Nakayasu.....	15
2.5 Lengkung Kapasitas	17
2.6 Debit Andalan Metode FJ. Mock	18
2.7 Analisa Kebutuhan Air	22
2.7.1 Kebutuhan Air Untuk Tanaman	22
2.7.2 Kebutuhan Air Bersih.....	25
2.8 Kapasitas Efektif	27

2.9 Perhitungan <i>Flood Routing</i>	28
2.10 Perencanaan Bangunan Pelimpah	29
2.10.1 Pemilihan Mercu Pelimpah Tipe Ogee	29
2.10.2 Saluran Pengarah Aliran.....	30
2.10.3 Saluran Transisi dan Saluran Peluncur	30
2.10.4 Perencanaan Kolam Olak	32
2.11 Analisa Stabilitas Bangunan Pelimpah	33
2.11.1 Gaya-Gaya yang Bekerja.....	33
2.11.2 Kontrol Stabilitas	35
2.12 Perencanaan Tubuh Embung	36
2.12.1 Lebar Puncak.....	36
2.12.2 Kemiringan Lereng Urugan.....	36
2.12.3 Tinggi Jagaan	37
2.12.4 Tinggi Tubuh Embung	38
2.12.5 Formasi Garis Depresi.....	38
2.13 Analisa Stabilitas Tubuh Embung	39
 BAB III METODOLOGI	 41
3.1 Studi Literatur	41
3.2 Pengumpulan Data	41
3.3 Perumusan Konsep Pengerjaan	41
3.4 Bagan Alir	46
 BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN	 47
4.1 Analisa Hidrologi	47
4.1.1 Analisa Data Curah Hujan.....	47
4.1.2 Analisa Distribusi Frekuensi	48
4.2 Uji Kecocokan Distribusi Hujan.....	53
4.2.1 Uji Chi Kuadrat.....	54
4.2.2 Uji Garis Smirnov Kolmogorov	56
4.3 Perhitungan Curah Hujan Rencana.....	59
4.4 Perhitungan Curah Hujan Efektif	60
4.5 Perhitungan Curah Hujan Jam-Jaman.....	61
4.6 Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu.....	63
4.7 Kapasitas Embung	70

4.7.1 Lengkung Kapasitas Embung.....	70
4.7.2 Kapasitas Tampung Embung	71
4.8 Analisa Ketersediaan Air.....	72
4.8.1 Perhitungan Evapotranspirasi.....	72
4.8.2 Debit Tersedia FJ. Mock	72
4.9 Analisa Kebutuhan Air.....	76
4.9.1 Kebutuhan Air Baku.....	76
4.9.2 Pola Tanam	81
4.10 Perhitungan Kesetimbangan Air.....	84
4.11 Flood Routing.....	86
4.12 Perencanaan Bangunan Pelimpah.....	91
4.12.1 Mercu Bangunan Pelimpah	91
4.12.2 Saluran Transisi	98
4.12.3 Saluran Peluncur	100
4.12.4 Tinggi Loncatan Hidraulik	103
4.12.5 Bangunan Peredam Energi	103
4.12.6 Perhitungan Stabilitas Pelimpah	107
4.12.7 Titik Berat Bangunan Pelimpah	124
4.12.8 Kontrol Peredam Energi.....	125
4.13 Perencanaan Tubuh Embung	127
4.13.1 Tinggi Tubuh Embung	127
4.13.2 Lebar Puncak Embung	127
4.13.3 Kemiringan Lereng Embung	127
4.13.4 Perhitungan Garis Depresi	128
4.13.5 Perhitungan Stabilitas Tubuh Embung	130
BAB V KESIMPULAN.....	141
DAFTAR PUSTAKA	143
LAMPIRAN.....	145
BIODATA	160

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Pemilihan Jenis Distribusi Teoritis.....	7
Tabel 2.2	Harga Cs Distribusi Log Pearson Tipe III.....	9
Tabel 2.3	Nilai Kritis Uji Chi Kuadrat.....	12
Tabel 2.4	Nilai Delta Kritis Uji Smirnov-Kolmogorof....	13
Tabel 2.5	Koefisien Pengaliran.....	15
Tabel 2.6	Tingkat Konsumsi Air Rumah Tangga.....	26
Tabel 2.7	Lebar Puncak Tubuh Embung.....	36
Tabel 2.8	Kemiringan Lereng Urugan.....	37
Tabel 2.9	Tinggi Jagaan.....	37
Tabel 2.10	Nilai Sudut ϕ, α dan β	40
Tabel 4.1	Hujan Maksimum.....	47
Tabel 4.2	Analisa Distribusi Frekuensi.....	48
Tabel 4.3	Parameter Statistik Logaritma.....	51
Tabel 4.4	Rekapitulasi Parameter Statistik dan Logaritma.....	53
Tabel 4.5	Pemilihan Jenis Distribusi.....	53
Tabel 4.6	Batas Distribusi Log Pearson Tipe III.....	55
Tabel 4.7	Uji Kecocokan Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III.....	56
Tabel 4.8	Hasil Uji Chi Kuadrat dan Uji Smirnov-Kolmogorof Distribusi Log Pearson Tipe III...	58
Tabel 4.9	Curah Hujan Rencana Log Pearson Tipe III....	60
Tabel 4.10	Curah Hujan Efektif	61
Tabel 4.11	Curah Hujan Efektif Jam-Jaman.....	62
Tabel 4.12	Ordinat Kurva Naik ($0 < t < T_p$) atau ($0 < t < 0,47$)..	64
Tabel 4.13	Ordinat Kurva Turun [$T_p < t < (T_p + T_{0,3})$] atau [$0,47 < t < 0,99$].....	64
Tabel 4.14	Ordinat Kurva Turun [$T_p + T_{0,3} < t < (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3})$] atau [$0,99 < t < 1,77$]	65
Tabel 4.15	Ordinat Kurva Turun $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3})$ atau [$t > 1,77$].....	65
Tabel 4.16	Perhitungan Hidrograf Koreksi Metode Nakayasu.....	65

Tabel 4.17	Debit Maksimum Periode Ulang 100 Tahun.....	69
Tabel 4.18	Hubungan Elevasi, Luas dan Volume.....	70
Tabel 4.19	Evapotranspirasi.....	73
Tabel 4.20	Debit Tersedia Metode FJ. Mock.....	75
Tabel 4.21	Proyeksi Penduduk Desa Marvun.....	76
Tabel 4.22	Pelayanan Air Baku Embung Ohoi Marvun.....	77
Tabel 4.23	Fasilitas Umum di Desa Marvun.....	80
Tabel 4.24	Jumlah Kebutuhan Air Pada Setiap Fasilitas.....	80
Tabel 4.25	Pola Tanam Palawija-Palawija-Palawija.....	82
Tabel 4.26	Kesetimbangan Air Embung Ohoi Marvun.....	85
Tabel 4.27	Hubungan Antara H-S-Q.....	86
Tabel 4.28	Hasil Analisa <i>Flood Routing</i>	88
Tabel 4.29	Koordinat Lengkung Pelimpah.....	96
Tabel 4.30	Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Titik Saat Muka Air Normal.....	109
Tabel 4.31	Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Bidang Vertikal Saat Muka Air Normal.....	110
Tabel 4.32	Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Bidang Horisontal (Kanan) Saat Muka Air Normal.....	110
Tabel 4.33	Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Bidang Horisontal (Kiri) Saat Muka Air Normal.....	111
Tabel 4.34	Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Titik Saat Muka Air Banjir.....	113
Tabel 4.35	Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Bidang Vertikal Saat Muka Air Banjir.....	114
Tabel 4.36	Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Bidang Horisontal (Kanan) Saat Muka Air Banjir.....	114
Tabel 4.37	Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Bidang Horisontal (Kiri) Saat Muka Air Banjir.....	115
Tabel 4.38	Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Berat Sediri...	116
Tabel 4.39	Perhitungan Titik Berat Bangunan Pelimpah.....	124
Tabel 4.40	Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Titik Peredam Energi...	125
Tabel 4.41	Perhitungan Tebal Lantai Pada Titik Bangunan Peredam Energi Saat Muka Air Normal.....	126
Tabel 4.42	Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Titik Peredam Energi	126

Tabel 4.43	Perhitungan Tebal Lantai Pada Titik Bangunan Peredam Energi Saat Muka Air Banjir.....	127
Tabel 4.44	Koordinat Garis Depresi Muka Air Banjir.....	128
Tabel 4.45	Koordinat Garis Depresi $\frac{1}{2}$ Muka Air Banjir.....	129
Tabel 4.46	Koordinat Garis Depresi $\frac{3}{4}$ Muka Air Banjir.....	130
Tabel 4.47	Angka Keamanan Minimum.....	131
Tabel 4.48	Rekapitulasi SF.....	140

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Aliran Sungai Marvun di Lokasi Rencana.....	2
Gambar 1.2	Peta Lokasi Desa Marvun.....	4
Gambar 2.1	Hidrograf Satuan Nakayasu.....	17
Gambar 2.2	Bentuk Mercu Pelimpah Tipe Ogee I.....	29
Gambar 2.3	Saluran Transisi.....	31
Gambar 2.4	Skema Aliran.....	32
Gambar 2.5	Kolam Olak.....	33
Gambar 2.6	Garis Depresi Tubuh Embung Homogen.....	39
Gambar 2.7	Garis Depresi Sesuai Garis Parabola.....	39
Gambar 2.8	Bidang Longsor.....	40
Gambar 3.1	Bagan Alir Pengerjaan Tugas Akhir.....	46
Gambar 4.1	Grafik Hidrograf Satuan Nakayasu.....	68
Gambar 4.2	Grafik Hubungan Antara Elevasi, Luas dan Volume.....	71
Gambar 4.3	Grafik <i>Flood Routing</i> dengan Q 100 Tahun....	90
Gambar 4.4	Kedalaman Saluran Pengarah Terhadap Puncak Mercu.....	92
Gambar 4.5	Ilustrasi Kedalaman Aliran Pada Mercu Pelimpah.....	93
Gambar 4.6	Bentuk Mercu Pelimpah Tipe Ogee I.....	96
Gambar 4.7	Rencana Saluran Pada Bangunan Pelimpah....	97
Gambar 4.8	Skema Aliran Pada Mercu Pelimpah.....	97
Gambar 4.9	Ilustrasi Saluran Transisi.....	99
Gambar 4.10	Skema Penampang Memanjang Aliran Pada Saluran Peluncur.....	101
Gambar 4.11	Kolam Olak.....	104
Gambar 4.12	Penampang Air Pada Bangunan Peredam Energi.....	104
Gambar 4.13	Grafik Panjang Loncatan Hidrolis Pada Kolam Olak Datar.....	105
Gambar 4.14	Grafik Penentuan Gigi Benturan dan Ambang Hilir Kolam Olak.....	106

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Kei Kecil Timur merupakan salah satu dari 11 kecamatan yang ada di Kabupaten Maluku Tenggara. Secara topografi Kecamatan Kei Kecil Timur berupa dataran yang memiliki luas 67,27 km² yang terletak pada ketinggian 0-80 meter di atas permukaan laut. Tercatat sebanyak 4 buah sungai yang mengalir sepanjang tahun di Kecamatan Kei Kecil Timur.

Kabupaten Maluku Tenggara dengan kondisi topografi berbukit di beberapa kawasan sering mengalami kekeringan khususnya pada musim kemarau. Oleh karena itu perlu dikembangkan potensi sumber daya airnya sebagai upaya peningkatan penyediaan air baku untuk kebutuhan air bersih maupun untuk kebutuhan air irigasi.

Adanya fluktuasi yang sangat mencolok, dimana saat musim hujan pada beberapa daerah mengalami kelebihan air hingga menimbulkan genangan bahkan banjir. Pada akhirnya air terbuang sia-sia ke laut, sedangkan pada musim kemarau terjadi kekeringan dan kekurangan air bersih. Dengan permasalahan tersebut sangat diperlukan pemanfaatan kelebihan air pada musim hujan dengan upaya untuk menampung dan mengembangkan potensi air serta sumber air sehingga dapat dialokasikan seoptimal mungkin pada musim kemarau.

Salah satu solusi untuk mengatasi permasalahan di atas adalah dengan direncanakan pembangunan embung di Kecamatan Kei Kecil Timur. Pada studi dan survei sebelumnya yang telah dilakukan oleh PT. Firma Angle dalam Laporan Antara SID Pengembangan Waduk Kecil/Embung Serba Guna Untuk Konservasi SDA dan Ketahanan Air Kab. Maluku Tenggara, disebutkan bahwa terdapat 5 lokasi di Kecamatan Kei Kecil Timur yang berpotensi untuk dibangun embung yaitu di Desa Ohoiwab, Ohoinol, Ohoi Marvun, Ohoi Ra dan Ohoi Rumaat.

Akan tetapi pada Tugas Akhir ini hanya dilakukan pada 1 lokasi saja yaitu di Desa Marvun.



Gambar 1. 1 Aliran Sungai Marvun di Lokasi Rencana Embung
Sumber : Firma ANGLE Consulting Engineering, 2015

1.2. Rumusan Masalah

Permasalahan yang ingin diselesaikan dalam penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Berapa besar ketersediaan air pada Sungai Marvun ?
2. Berapa besar kebutuhan air penduduk Desa Marvun ?
3. Bagaimana keseimbangan air yang terjadi pada Sungai Marvun ?
4. Bagaimana desain bangunan pelimpah dan tubuh bendung serta bangunan pelengkap Embung Ohoi Marvun ?

1.3. Tujuan

Tujuan yang ingin dicapai dalam penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Mendapatkan besar ketersediaan air pada Sungai Marvun

2. Mendapatkan besar kebutuhan air penduduk Desa Marvun
3. Mengetahui keseimbangan air yang terjadi pada Sungai Marvun
4. Mendapatkan desain bangunan pelimpah dan tubuh bendung serta bangunan pelengkap Embung Ohoi Marvun

1.4. Batasan Masalah

Batasan masalah dalam tugas akhir ini adalah:

1. Tidak memperhitungkan kekuatan geologi material pondasi bendung utama
2. Tidak melakukan perhitungan penggerusan (scouring)
3. Tidak memperhitungkan keekonomisan biaya konstruksi

1.5. Manfaat

Manfaat yang diharapkan diperoleh dari penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Bagi penulis, sebagai syarat pengajuan tugas akhir bidang hidroteknik dan mampu untuk merencanakan desai embung
2. Bagi pembaca, sebagai referensi dalam merencanakan embung
3. Bagi masyarakat Desa Marvun, sebagai referensi perencanaan embung untuk mengupayakan ketersediaan air bagi masyarakat Desa Marvun

1.6. Peta Lokasi

Kecamatan Kei Kecil Timur merupakan salah satu kecamatan yang terletak di kabupaten Maluku Tenggara yang terdiri dari 18 desa. Luas Wilayah Kabupaten Maluku Tenggara $\pm 4.178,61 \text{ Km}^2$, dengan luas daratan $\pm 1.007,67 \text{ Km}^2$ dan luas perairannya $\pm 3.170,94 \text{ Km}^2$. Kabupaten Maluku Tenggara hanya



Sumber : BPS Maluku Tenggara, 2015

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Tinjauan Umum

Dalam pekerjaan perencanaan suatu embung diperlukan bidang-bidang ilmu pengetahuan yang saling mendukung demi kesempurnaan hasil perencanaan. Bidang ilmu pengetahuan itu diantara lain geologi, hidrologi, hidrolika dan mekanika tanah (Soedibyo, 2003). Setiap daerah aliran sungai mempunyai sifat-sifat khusus yang berbeda, hal ini memerlukan kecermatan dalam menerapkan suatu teori yang cocok pada daerah pengaliran. Oleh karena itu, sebelum memulai perencanaan konstruksi embung, perlu adanya kajian pustaka untuk menentukan spesifikasi-spesifikasi yang akan menjadi acuan dalam perencanaan pekerjaan konstruksi tersebut (Soemarto, 1999).

Dalam perencanaan embung, lokasi yang ditinjau harus memenuhi beberapa kriteria penentuan lokasi. Adapun kriteria penentuan lokasi embung tersebut adalah sebagai berikut:

1. Kondisi topografi berupa daerah cekungan pada dataran berbukit.
2. Memiliki air tanah yang sangat dalam.
3. Lokasi perencanaan embung tidak boleh berupa lahan berpasir.
4. Letak as *maindam* dipilih pada trase yang sempit sehingga mempunyai tampungan yang luas.
5. Sungai yang menuju embung tidak memiliki aliran masuk pada musim kemarau.

2.2. Penentuan Luas Daerah Aliran Sungai (DAS)

Daerah aliran atau daerah pengaliran dari suatu sungai adalah suatu daerah yang dibatasi oleh punggung perbukitan dimana air hujan yang jatuh di daerah akan mengalir ke sungai-sungai di daerah itu. Untuk menentukan luas DAS pada perencanaan embung mengacu pada Perencanaan Pengembangan Wilayah Sungai dalam rangka peningkatan kemampuan

penyediaan air sungai untuk berbagai kebutuhan hidup masyarakat, sehingga meliputi beberapa ketentuan antara lain (Soemarto, 1999):

1. Luas Daerah Aliran Sungai (DAS) mengikuti pola bentuk aliran sungai dengan mempertimbangkan aspek geografis di sekitar Daerah Aliran Sungai yang mencakup daerah tangkapan (*catchment area*) untuk perencanaan embung tersebut.
2. Luas Daerah Sungai (DAS) dapat diketahui dari gambaran yang diantaranya meliputi peta-peta atau foto udara dan perbedaan skala serta standar pemetaan sehingga dapat menghasilkan nilai-nilai yang sebenarnya.

2.3. Analisa Hidrologi

Dari data hidrologi (letak stasiun penakar hujan, curah hujan dan klimatologi) tahapan selanjutnya adalah analisa data hidrologi. Tahapan analisa data hidrologi sebagai berikut.

2.3.1. Analisa Distribusi Frekuensi Hujan

Analisa frekuensi hujan bertujuan untuk memperkirakan tinggi hujan yang mungkin terjadi untuk suatu periode ulang tertentu dengan menggunakan distribusi probabilitas. Analisa frekuensi akan diperkirakan besarnya curah hujan rancangan dengan interval kejadian tertentu misalnya 10, 100, atau 1000 tahunan. Secara sistematis metode analisa frekuensi perhitungan hujan rencana ini dilakukan secara berurutan sebagai berikut.

1. Distribusi Pearson Tipe III

Parameter yang digunakan dalam perhitungan analisa distribusi frekuensi ini meliputi parameter nilai rata-rata (\bar{X}), standar deviasi (Sd), koefisien variasi (Cv), koefisien kemiringan/*skewness* (Cs) dan koefisien kurtosis (Ck). Sementara untuk memperoleh harga parameter statistik dilakukan perhitungan rumus dasar sebagai berikut (Bambang Triatmodjo, 2008) :

- Harga rerata (mean) $\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n}$ (2.1)

- Deviasi standar $S_x = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$ (2.2)

- Koefisien Variasi $CV = \frac{S_x}{\bar{x}}$ (2.3)

- Koefisien Kemencengan
 $C_s = \frac{n \cdot \sum (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)S_x^3}$ (2.4)

- Koefisien Kurtosi
 $C_k = \frac{n^2 \cdot \sum (x_i - \bar{x})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S_x^4}$ (2.5)

Sifat-sifat khas parameter statistik dari masing-masing distribusi teoritis dapat dilihat pada tabel 2.1 sebagai berikut :

Tabel 2. 1 Pemilihan Jenis Distribusi Kemungkinan Teoritis

Distribusi Teoritis	Parameter Statistik Teoritis
Normal	$C_s = 0$; $C_k = 3$
Log Normal	$C_c/C_v = 3$; $C_k >> 3$
Gumbel Tipe I	$C_s = 1,14$; $C_k = 5,40$
Log Person Tipe III	C_s dan C_k bebas

Sumber: Bambang Triatmodjo, 2008

2. Distribusi Log Person Tipe III

Persamaan distribusi log person tipe III adalah sebagai berikut:

$$Y = \bar{Y} - k.S \quad \text{.....(2.6)}$$

Dimana :

\overline{Y} = nilai logaritmik dari X

\overline{Y} = nilai rata-rata dari Y

S = deviasi standar dari Y

K = karakteristik dari distribusi Log Person tipe III

Prosedur untuk menentukan kurva distribusi log person tipe III adalah :

▪ Tentukan logaritma dari semua nilai X

▪ Hitung nilai rata-ratanya :

$$\overline{\text{Log}x} = \frac{\sum \text{Log}x}{n} \quad \text{.....(2.7)}$$

n = jumlah data

▪ Hitung nilai deviasi standarnya dari log X :

$$\text{Slog}X = \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{n-1}} \quad \text{.....(2.8)}$$

▪ Hitung nilai koefisien kemencengan

$$CS = \frac{n \sum (\log X - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2)(\text{Slog}X)^3} \quad \text{.....(2.9)}$$

Sehingga persamaan $Y = \overline{Y} - k.S$ dapat ditulis

$$\text{Log}X = \overline{\log X} + k(\text{Slog}X)^3 \quad \text{.....(2.10)}$$

Dimana :

$\text{Log}X$:Logaritma tinggi hujan rencana untuk periode ulang tertentu

$\overline{\log X}$:Harga rata-rata logaritma tinggi hujan

$\text{Slog}X$:Standar deviasi

K : Faktor distribusi Pearson Tipe III

▪ Tentukan anti log dari Log X, untuk mendapatkan nilai X yang diharapkan terjadi pada tingkat peluang atau periode tertentu sesuai dengan nilai Cs nya. Nilai Cs dapat dilihat pada tabel 2.2 berikut.

Tabel 2. 2 Harga Cs untuk Distribusi Log Pearson Tipe III

Cs	Waktu Balik (Tahun)							
	1.01	1.25	2	5	10	25	50	100
	Peluang (%)							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3.0	-0.667	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051
2.2	-0.905	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705
2.0	-0.990	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605
1.8	-1.087	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499
1.6	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388
1.4	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271
1.2	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149
1.0	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022
0.8	-1.733	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.998	2.453	2.891
0.6	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755
0.4	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615
0.2	-2.178	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472
0.0	-2.326	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326
-0.2	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029
-0.6	-2.755	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880
-0.8	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
-1.0	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588
-1.2	-3.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449
-1.4	-3.271	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318
-1.6	-3.388	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197
-1.8	-3.499	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087
-2.0	-3.605	-0.600	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990
-2.2	-3.705	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905
-3.0	-4.051	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667

Sumber: Soemarto, 1999

2.3.2. Pengujian (Uji Distribusi)

Pengujian bertujuan untuk menetapkan apakah distribusi kemungkinan teoritis yang dipilih sesuai dengan distribusi kemungkinan dari data pengamatan. Untuk itu akan digunakan 2 (dua) cara pengujian yang umum digunakan dalam analisa hidrologi, yaitu :

1. Uji Chi-Kuadrat

$$\lambda h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)}{E_i} \quad \dots\dots\dots(2.11)$$

Dimana :

λh^2 = parameter chi-kuadrat terhitung

G = jumlah sub – kelompok

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i

Suatu distribusi dikatakan selaras jika nilai λh^2 hitung < λh^2 kritis. Nilai λh^2 kritis dapat dilihat pada tabel 2.7. Dari hasil pengamatan yang didapat dicari penyimpangannya dengan *chi square* kritis paling kecil. Untuk suatu nilai nyata tertentu (*level of significant*) yang sering diambil adalah 5%. Derajat kebebasan ini secara umum dihitung dengan rumus sebagai berikut (Soemarto, 1999) :

$$Dk = K (P+1) \quad \dots\dots\dots(2.12)$$

Dimana :

Dk = Derajat kebebasan

P = Nilai untuk distribusi Metode Gumbel, P = 1

Adapun kriteria penilaian hasilnya adalah sebagai berikut :

- Apabila peluang lebih dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima
- Apabila peluang lebih kecil dari 1% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima

- Apabila peluang lebih kecil dari 1%-5% maka tidak mungkin mengambil keputusan, perlu penambahan data

Tabel 2. 3 Nilai Kritis untuk Uji Chi Kuadrat

dk	α Derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,41	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	35,172	38,076	41,683	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber: Soemarto, 1999

2. Uji Smirnov Kolmogorov

Pengujian dapat dilakukan dengan cara membandingkan kemungkinan (probability) untuk tiap variat, dari distribusi empiris dan teoritisnya, akan terdapat perbedaan (Δ) tertentu.

$$P\{\max [P(X) - P(X_i)] \geq \Delta_{cr} = \alpha \quad \dots\dots\dots(2.13)$$

Prosedur perhitungan adalah sebagai berikut :

- Urutkan dari besar ke kecil atau sebaliknya dan tentukan besarnya nilai masing-masing peluang dari hasil penggambaran grafis data (persamaan distribusinya)
- Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov – Kolmogorof test*) tentukan harga D_0 seperti yang ditunjukkan pada tabel 2.4.

Tabel 2. 4 Nilai Delta Kritis untuk Uji Smirnov – Kolmogorof

Jumlah data n	α derajat kepercayaan			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
n>50	1,07/n	1,22/n	1,36/n	1,63/n

Sumber: Soemarto, 1999

2.3.3. Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman

Curah hujan daerah berupa curah hujan harian maks diubah menjadi hujan jam-jaman. Pengubahan ini berkaitan dengan penggunaan hujan efektif dalam analisa hidrograf banjir yang terdistribusikan didalam satuan waktu.

Untuk menghitung distribusi hujan tiap jamnya digunakan perumusan yang sering digunakan di Indonesia, dimana pembagian hujan dianggap 6 (lima) jam setiap harinya dengan perumusan sebagai berikut :

$$I = \frac{R_{24}}{6} \left(\frac{6}{t} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{.....(2.14)}$$

$$R_t = t.R_t - (t-1)R(t-1) \quad \text{.....(2.15)}$$

Dimana :

- I = Intensitas curah hujan (mm/jam)
- R_t = Rata-rata hujan sampai jam ke (t)
- R₂₄ = Tinggi hujan dalam 24 jam
- R_T = Tinggi hujan pada jam ke T (mm)
- T = Waktu hujan (jam)
- R(t-1) = Rata-rata hujan selama (t-1)

2.3.4. Analisa Curah Hujan Efektif

Hujan efektif adalah besarnya hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run-off*), yang terdiri dari limpasan permukaan (*subsurface run-off*) dan limpasan bawah (*subdirect run-off*).

$$R_{\text{eff}} = C \times R_t \quad \text{.....(2.16)}$$

Dimana :

- R_t = Curah hujan rencana (mm)
- C = Koefisien pengaliran
- R_{eff} = Hujan efektif (mm)

Besarnya koefisien pengaliran ditentukan dengan mengacu pada tabel 2.5 berikut yang diambil dari buku Bendungan Tipe Urugan (*Suyono Sosrodarsono, 2002*) dan disesuaikan dengan kondisi DAS yang bersangkutan.

Tabel 2. 5 Koefisien Pengaliran

Diskripsi	Koeff. C
Daerah pegunungan dengan kemiringan tinggi	0.75 - 0.90
Daerah pegunungan tersier	0.70 - 0.80
Daerah Hutan dan bergelombang	0.50 - 0.75
Daerah dataran dengan ditanami	0.45 - 0.60
Daerah persawahan	0.70 - 0.80
Sungai di daerah pegunungan	0.75 - 0.85
Sungai kecil di daerah dataran	0.45 - 0.75
Sungai dengan daerah aliran sungai yang besar	0.50 - 0.75

Sumber: Suyono Sosrodarsono, 2002

2.4. Hidrograf Satuan Nakayasu

Rumus dari hidrograf satuan sintetik Nakayasu :

$$Q_p = \frac{A \times R_o}{3,6(0,3.T_p + T_{0,3})} \quad \dots\dots\dots(2.17)$$

Dimana :

Q_p = Debit puncak banjir ($m^3/det.$)

R_o = Hujan satuan (mm)

T_p =Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukanoleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30 % dari debit puncak.

Untuk menentukan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan pendekatan rumus sebagai berikut :

$$T_p = T_g + 0,8. T_r \quad \dots\dots\dots(2.18)$$

$$T_{0,3} = 0,47 (A.L)^{0,25} \quad \dots\dots\dots(2.19)$$

T_g adalah *time lag*, yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam). T_g dihitung dengan ketentuan sebagai berikut :

- Sungai dengan panjang lebih dari 15 km ($L > 15$ km), maka

$$T_g = 0,40 + 0,058 \cdot L \quad \dots\dots\dots(2.20)$$

- Sungai dengan panjang kurang dari 15 km ($L < 15$ km), maka

$$T_g = 0,21 \cdot L^{0,70} \quad \dots\dots\dots(2.21)$$

α = Parameter hidrograf

t_r = satuan waktu hujan (1 jam).

Persamaan hidrograf satuan adalah :

- Pada waktu naik

$$0 \leq t \leq T_p$$

$$Q_t = Q_{\text{maks}} \cdot \left[\frac{t}{T_p} \right]^{2,4} \quad \dots\dots\dots(2.22)$$

- Pada kurva turun

$$0 \leq t \leq (T_p + T_{0,3})$$

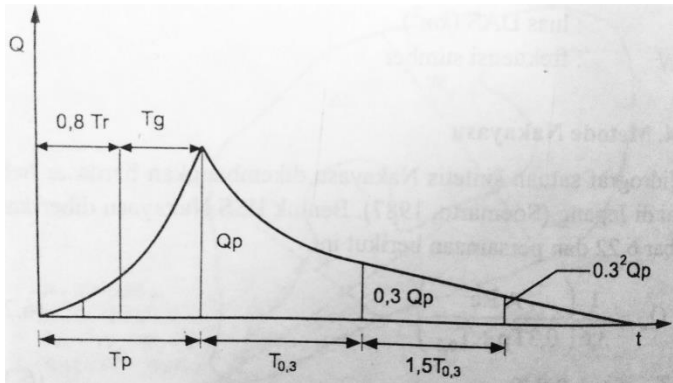
$$Q_t = Q_{\text{maks}} \left[\frac{t - T_p}{T_{0,3}} \right] \quad \dots\dots\dots(2.23)$$

$$(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3})$$

$$Q_t = Q_{\text{maks}} \cdot 0,3 \left[\frac{t - T_p + T_{0,3}}{1,5T_{0,3}} \right] \quad \dots\dots\dots(2.24)$$

$$t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3})$$

$$Q_t = Q_{\text{maks}} \cdot 0,3 \left[\frac{t - T_p + 1,5T_{0,3}}{2T_{0,3}} \right] \quad \dots\dots\dots(2.25)$$



Gambar 2. 1 Hidrograf Satuan Nakayasu

Sumber: Bambang Triatmodjo, 2008

Ordinat hidrograf pada bagian sisi naik dan sisi turun digabung. Selanjutnya dilakukan perhitungan volume limpasan yang diperoleh dengan penjumlahan dari perkalian antara rata-rata debit hidrograf satuan dengan interval waktu 1 jam. Volume yang dihitung berdasarkan dari DAS nilainya harus sama dengan total volume terkoreksi (Bambang Triatmodjo, 2008).

2.5. Lengkung Kapasitas

Lengkung kapasitas diperlukan untuk menentukan volume total tampungan berdasarkan pada data topografi yang ada. Lengkung kapasitas merupakan grafik yang menghubungkan luas daerah genangan dengan volume tampungan terhadap elevasinya. Secara sistematis volume tampungan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$L_i = (h_{(i+1)} - h_i) \times 0,5 \times (F_i + F_{(i+1)}) \quad \text{.....(2.26)}$$

$$L_t = \sum_{i=1}^n L_i \quad \text{.....(2.27)}$$

Dimana :

L_i = Volume pada setiap elevasi ketinggian mulai h_i sampai $h_{(i+1)}$ (m^3)

F_i = Luas genangan pada elevasi tinggi h_i (m^2)

$$F_{(i+1)} = \text{Luas genangan pada elevasi tinggi } h_{(i+1)} \text{ (m}^2\text{)}$$

$$L_t = \text{Volume total (m}^3\text{)}$$

Setelah semua luas dan volume masing-masing diketahui, maka lengkung kapasitas tampungan dapat digambarkan pada grafik hubungan antara elevasi, luas dan volume.

2.6. Debit Andalan Metode FJ. Mock

Sebelum menentukan debit andalan, dihitung terlebih dahulu ketersediaan air yang ada menggunakan Metode FJ. Mock berdasarkan konsep *water balance*. Data yang digunakan dalam memperhitungkan debit ini adalah data klimatologi dan karakteristik daerah aliran sungai.

Dasar perhitungan metode ini, mempertimbangkan faktor curah hujan, evapotranspirasi, keseimbangan air di permukaan tanah dan kandungan air tanah. Prinsip perhitungan ini adalah bahwa hujan yang jatuh di atas tanah (*presipitasi*) sebagian akan hilang karena penguapan (*evaporasi*), sebagian akan hilang menjadi aliran permukaan (*direct run off*) dan sebagian akan masuk tanah (*infiltrasi*). Infiltrasi mula-mula menjenuhkan permukaan (*top soil*) yang kemudian menjadi perkolasi dan akhirnya keluar ke sungai sebagai *base flow*.

1) *Water Balance*

Dalam siklus hidrologi, hubungan antara aliran ke dalam (*inflow*) dan aliran keluar (*outflow*) di suatu daerah untuk suatu periode tertentu disebut neraca air atau keseimbangan air (*water balance*).

Bentuk umum persamaan *water balance* adalah :

$$P = Ea + \Delta GS + TRO \quad \text{.....(2.28)}$$

Dengan :

P : Presipitasi

Ea : Evapotranspirasi

ΔGS : Perubahan *groundwater storage*

TRO : Total *run off*

2) Evapotranspirasi

Menurut Mock, rasio antara selisih evapotranspirasi potensial dan evapotranspirasi aktual dengan evapotranspirasi potensial dipengaruhi oleh *exposed surface* (m) dan jumlah hari hujan (n), seperti ditunjukkan dalam formulasi sebagai berikut :

$$\frac{\Delta E}{E_p} = \left(\frac{m}{20}\right) (18 - n) \quad \text{.....(2.29)}$$

Sehingga,

$$\Delta E = E_p \left(\frac{m}{20}\right) (18 - n) \quad \text{.....(2.30)}$$

Dari formulasi di atas dapat dianalisa bahwa evapotranspirasi potensial akan sama dengan evapotranspirasi aktual atau $\Delta E=0$, jika:

- Evapotranspirasi terjadi pada hutan primer atau hutan sekunder. Dimana daerah ini memiliki harga *exposed surface* (m) sama dengan nol.
- Banyaknya hari hujan dalam bulan yang diamati pada daerah itu sama dengan 18 hari. Sehingga evapotranspirasi yang sebenarnya terjadi atau evapotranspirasi aktual dihitung sebagai berikut:

$$E_{\text{aktual}} = E_p - \Delta E \quad \text{.....(2.31)}$$

3) Water Surplus

Water surplus didefinisikan sebagai air hujan (presipitasi) yang telah mengalami evapotranspirasi dan mengisi tampungan tanah (*soil storage, SS*). *Water surplus* ini berpengaruh langsung pada infiltrasi atau perkolasi dan *total run off* yang merupakan komponen debit.

Persamaan *water surplus* (WS) adalah sebagai berikut:

$$WS = (P - E_a) + SS \quad \text{.....(2.32)}$$

4) Limpasan Total

Air hujan yang telah mengalami evapotranspirasi dan disimpan dalam tanah lembab selanjutnya melimpas di permukaan (*surface run off*) dan mengalami perkolasi. Berikutnya menurut Mock, besarnya infiltrasi adalah *water surplus* (WS) dikalikan dengan koefisien infiltrasi (if), atau:

Infiltrasi (i) = WS x if

Infiltrasi terus terjadi sampai mencapai zona tampungan air tanah (*ground water storage*, WS). Dalam metode ini, besarnya GS dipengaruhi oleh:

- Infiltrasi (i). semakin besar infiltrasi maka *ground water storage* semakin besar pula dan begitu pula sebaliknya.
- Konstanta resesi aliran bulanan (K). Konstanta resesi aliran bulanan (*monthly flow recession constan*, K) adalah proporsi dari air tanah bulan lalu yang masih ada bulan sekarang. Nilai K ini cenderung lebih besar pada bulan basah.
- Ground water stirage* bulan sebelumnya (GSom). Nilai ini diasumsikan sebagai konstanta awal dengan anggapan bahwa *water balance* merupakan siklus tertutup yang ditinjau selama rentang waktu menerus tahunan tertentu. Dengan demikian maka nilai asumsi awal bulan pertama tahun pertama harus dibuat sama dengan nilai bulan terakhir tahun terakhir.

Dari ketiga faktor di atas, F.J. Mock merumuskan sebagai berikut:

$$GS = \{0,5 \times (1+K) \times i\} + \{K \times Gsom\} \quad \dots\dots\dots(2.33)$$

Perubahan *ground water storage* (ΔGS) adalah selisih antara *ground water storage* bulan yang ditinjau dengan *ground water storage* bulan sebelumnya. Perubahan *ground water storage*, dalam bentuk persamaan:

$$BF = i - \Delta GS \quad \dots\dots\dots(2.34)$$

Selain *Base Flow*, komponen debit yang lain adalah *direct run off* (limpasan langsung) atau *surface run off* (limpasan permukaan). Limpasan permukaan berasal dari *water surplus*

yang telah mengalami infiltrasi. Jadi *direct run off* dihitung dengan persamaan:

$$\text{DRO} = \text{WS} - \text{I} \quad \text{.....(2.35)}$$

Setelah *Base Flow* dan *direct run off* komponen pembentuk debit yang lain adalah *storm run off*, yaitu limpasan langsung ke sungai yang terjadi selama hujan deras. Dalam perhitungan debit ini. Mock menetapkan bahwa:

- a. Jika presipitasi (P) > maksimum *soil moisture capacity* maka nilai *storm run off* = 0
- b. Jika presipitasi (P) < maksimum *soil moisture capacity* maka nilai *storm run off* adalah jumlah curah hujan dalam satu bulan yang bersangkutan dikali *percentage factor*, atau:

$$\text{SRO} = \text{P} \times \text{PF} \quad \text{.....(2.36)}$$

Dengan demikian maka *total run off* (TRO) yang merupakan komponen-komponen pembentuk debit sungai (*stream flow*) adalah jumlah antara *basa flow*, *direct run off* dan *storm run off*, atau:

$$\text{TRO} = \text{BF} + \text{DRO} + \text{SRO} \quad \text{.....(2.37)}$$

Total run off ini dinyatakan dalam mm/bulan. Maka jika TRO ini dikalikan dengan *catchment are* dalam km² dengan suatu angka konversi tertentu didapatkan besaran debit dalam m³/det.

Water balance merupakan siklus tertutup yang terjadi untuk suatu kurun waktu pengamatan tahunan tertentu, dimana tidak terjadi perubahan *ground water storage* atau $\Delta \text{GS} = 0$. Artinya awal penentuan *ground water storage* adalah berdasarkan bulan terakhir dalam tinjauan kurun waktu tahunan tersebut. Sehingga persamaan *water balance* menjadi:

$$\text{P} = \text{Ea} + \text{TRO} \quad \text{.....(2.38)}$$

Beberapa hal yang dijadikan acuan dalam prediksi debit dengan Metoda Mock sehubungan dengan *water balance* untuk kurun waktu (misalnya 1 tahun) adalah sebagai berikut:

- Dalam satu tahun, perubahan *ground water storage* (ΔGS) harus sama dengan nol.
- Jumlah total evapotranspirasi dan *total run off* selama satu tahun harus sama dengan total presipitasi yang terjadi dalam tahun itu.

Perhitungan debit andalan dengan metoda rangking dilakukan dengan mengurutkan data pencatatan debit tersedia, selanjutnya data tersebut diurutkan atau dirangking mulai dari urutan data terkecil ke urutan terbesar. Setelah data diurutkan ditetapkan prosentase debit andalan adalah 80%, maka rumusnya:

$$M = 0,2 \times N \quad \dots\dots\dots(2.39)$$

Dimana:

- M : rangking debit andalan yang diharapkan
N : jumlah tahunan data pengamatan debit

2.7. Analisa Kebutuhan Air

2.7.1. Kebutuhan Air Untuk Tanaman

Kebutuhan air untuk tanaman (*crop water requirement*) merupakan kedalaman air yang diperlukan untuk memenuhi evapotranspirasi tanaman yang bebas penyakit, tumbuh di areal pertanian pada kondisi cukup air, dari kesuburan tanah dengan potensi pertumbuhan yang baik dan tingkat lingkungan pertumbuhan yang baik. Kebutuhan air untuk tanaman ini didekati dengan persamaan Dorenboss et al, 1997 sebagai berikut :

$$ET_{crop} = k_c \cdot E_{to} \quad \dots\dots\dots(2.40)$$

Dimana :

E_{To} crop = kebutuhan air untuk tanaman (mm/hari)

E_{To} = evapotranspirasi potensial (mm/hari)

K_c = koefisien tanaman

Faktor kc yang dipergunakan pada daerah irigasi ini adalah faktor kc padi pada tiga musim, faktor kc untuk palawija dipergunakan kedele dan kacang tanah, Dorenbos et al, 1997. Evapotranspirasi potensial (Eto) dihitung berdasarkan metode yang telah dimodifikasi dengan persamaan Dorenbos et al, 1997 sebagai berikut :

$$ET_o = c \{ W \cdot R_n + (1 - W) \cdot f(u) \cdot (e_a - e_d) \} \quad \dots (2.41)$$

Dimana :

ET_o = evapotranspirasi potensial (mm/hari)

c = Faktor koreksi

W = faktor bobot

R_n = radiasi netto (mm/hari)

f(u) = fungsi kecepatan angin

(e_a - e_d) = perbedaan tekanan uap air jenuh dengan tekanan uap air nyata

Untuk perhitungan evapotranspirasi ini digunakan dengan pendekatan metode FAO.

Koefisien Tanaman

Koefisien tanaman yang digunakan dalam perhitungan adalah faktor kc yang dinyatakan oleh FAO yang sudah dikombinasikan dalam fase pertumbuhan 10 harian. Besar koefisien tanaman sesuai ketentuan dari buku Standar Perencanaan Irigasi (1986)

Perkolasi

Perkolasi adalah peristiwa kehilangan air akibat pergerakan air tanah yang disebabkan oleh penurunan air secara gravitasi kedalam tanah. Besar perkolasi dipengaruhi oleh sifat fisik tanah. Berdasarkan informasi dan observasi di lapangan mempunyai tekstur tanah lempung berliat dengan permeabilitas sedang, maka laju perkolasi berkisar antara 1 sampai 3 mm/hari. Dalam perhitungan ini nilai perkolasi ditentukan sebesar 2 mm/hari.

Penggantian Lapisan Air

Pergantian lapisan air dilakukan dua kali, masing-masing 50 mm (2.5 mm/hari sebulan) selama 20 hari pada sebulan dan dua bulan setelah transpalasi.

Hujan Efektif

Perhitungan hujan efektif diperlukan untuk menghitung kebutuhan air. Data-data pendukung untuk perhitungan tersebut adalah data curah hujan 10 harian.

$$\text{Dimana } R_{\text{eff}} = (R_{80\%} / n) \times 0,7 \quad \dots\dots\dots(2.42)$$

Efisiensi Irigasi

Efisiensi irigasi pada saluran perlu diperhatikan karena dapat mengurangi tingkat kehematan penyaluran air dari pengambilan sampai ke pintu-pintu tersier terakhir. Efisiensi Irigasi seharusnya memenuhi syarat yang ditentukan dari Kriteria Perencanaan Irigasi yaitu :

- Saluran tersier 90%
- Saluran sekunder 90%
- Saluran tersier 80%

Dari faktor-faktor tersebut, dapat dihitung kebutuhan bersih air di sawah (NFR = Net Farm Requirement) dengan persamaan:

$$\text{NFR} = \text{Etc} + P + \text{WLR} - \text{Re} \quad \dots\dots\dots(2.43)$$

Dimana :

NFR = kebutuhan bersih air dipersawahan (mm/hari)

Eto = Kebutuhan konsumtif = $E_{to} \times K_c$ (mm/hari)

Kc = koefisien tanaman

WLR = Kebutuhan air untuk mengganti lapisan air (mm/hari)

Sedang kebutuhan irigasi dipintu pengambilan adalah :

$$\text{DR} = \frac{\text{NFR}}{\text{Ex}_{8,64}} \quad \dots\dots\dots(2.44)$$

Dimana

DR = Kebutuhan air di pintu pengambilan (lt/dt/ha)

NFR = kebutuhan bersih air dipersawahan (lt/dt/ha)

E = efisiensi irigasi

2.7.2. Kebutuhan Air Bersih

Tingkat pemakaian air per orang sangat bervariasi antara suatu daerah dengan daerah lainnya, sehingga secara keseluruhan penggunaan air dalam suatu sistem penyediaan air minum juga akan bervariasi. Bervariasinya pemakaian air ini disebabkan oleh beberapa faktor, antara lain: iklim, standar hidup, aktivitas masyarakat, tingkat sosial dan ekonomi, pola serta kebiasaan masyarakat dan hari libur.

Berhubungan dengan fluktuasi pemakaian air ini, terdapat tiga macam pengertian, yaitu:

a. Kebutuhan rata-rata

Pemakaian air rata-rata dalam satu hari adalah pemakaian air dalam setahun dibagi dengan 365 hari.

b. Kebutuhan Maksimum (Q_{max})

Fluktuasi pemakaian air dari hari ke hari dalam satu tahun sangat bervariasi dan terdapat satu hari dimana pemakaian air lebih besar dibandingkan dengan hari lainnya. Kebutuhan air pada hari maksimum digunakan sebagai dasar perencanaan untuk menghitung kapasitas bangunan penangkap air, perpipaan transmisi dan Instalasi Pengolahan Air (IPA). Faktor hari maksimum (f_m) berkisar antara 1,1 sampai 1,5 (Lampiran III Permen PU NO. 18 Tahun 2007). Dalam studi ini faktor hari maksimum (f_m) yang digunakan sebagai kriteria desain adalah 1,2.

c. Kebutuhan Puncak (Q_p)

Faktor jam puncak (f_p) adalah suatu kondisi dimana pemakaian air pada jam tersebut mencapai maksimum. Faktor jam puncak biasanya dipengaruhi oleh jumlah penduduk dan tingkat perkembangan kota, dimana semakin besar jumlah penduduknya semakin beraneka ragam aktivitas penduduknya. Dengan bertambahnya aktivitas penduduk, maka fluktuasi pemakaian air semakin kecil. Berdasarkan standar yang tercantum dalam Lampiran III Permen PU

No.18 Tahun 2007, faktor jam puncak (fp) berkisar antara 1,15 – 3. Dalam studi ini faktor jam puncak (fp) yang digunakan sebagai kriteria desain adalah 1,5.

Kebutuhan air ditentukan berdasarkan:

- Proyeksi penduduk
Proyeksi penduduk harus dilakukan untuk interval 5 tahun selama periode perencanaan
- Pemakaian air (L/o/h)
Laju pemakaian air diproyeksikan setiap interval 5 tahun
- Ketersediaan air
Perkiraan kebutuhan air hanya didasarkan pada data sekunder sosial ekonomi dan kebutuhan air diklasifikasikan berdasarkan aktifitas perkotaan atau masyarakat.

1) Kebutuhan Air Domestik

Kebutuhan air domestik adalah kebutuhan air untuk rumah tangga dan sosial. Standar konsumsi pemakaian domestik ditentukan berdasarkan rata-rata pemakaian air perhari yang diperlukan oleh setiap orang. Standar konsumsi pemakaian air domestik dapat dilihat dari Tabel 2.6.

Tabel 2. 6 Tingkat Konsumsi/ Pemakaian Air Rumah Tangga Sesuai Kategori Kota

No.	Kategori Kota	Jumlah Penduduk	Sistem	Tingkat Pemakaian Air
1.	Kota Metropolitan	> 1.000.000	Non Standar	190
2.	Kota Besar	500.000 – 1.000.000	Non Standar	170
3.	Kota Sedang	100.000 – 500.000	Non Standar	150

Lanjutan Tabel 2.6

4.	Kota Kecil	20.000 – 100.000	Standar BNA	130
5.	Kota kecamatan	< 20.000	Standar IKK	100
6.	Kota Pusat Pertumbuhan	< 3.000	Standar DPP	60

Sumber: Laporan Antara, 2016

Kebutuhan air untuk rumah tangga (domestik) dihitung berdasarkan jumlah penduduk tahun perencanaan. Kebutuhan air minum untuk daerah domestik ini dilayani dengan sambungan rumah (SR) dan hidran umum (HU). Kebutuhan air minum untuk daerah domestik ini dapat dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$\text{Kebutuhan air} = \% \text{ pelayanan} \times a \times b \quad \dots\dots\dots(2.45)$$

dengan:

a = jumlah pemakaian air (liter/orang/hari)

b = jumlah penduduk daerah pelayanan (jiwa)

2) Kebutuhan Air Non Domestik

Kebutuhan air non domestik merupakan kebutuhan air untuk kegiatan penunjang kota, meliputi : kegiatan komersil (industri, perkantoran, perniagaan) dan kegiatan sosial (sekolah, rumah sakit dan tempat ibadah). Besarnya kebutuhan air non domestik didasarkan pada faktor jumlah penduduk pendukung dan jumlah unit fasilitas yang tersedia. Fasilitas perkotaan tersebut antara lain adalah fasilitas umum, industri dan komersil. Perhitungan kebutuhan air non domestik studi ini direncanakan sebesar 20-30% kebutuhan air domestik.

2.8. Kapasitas Efektif

Kapasitas efektif embung ditentukan dari besarnya debit pengambilan pada pintu keluaran (*outlet*). Kapasitas efektif embung diperlukan untuk mengetahui jumlah air yang masih

harus disimpan pada tampungan sehingga pada saat air digunakan masih mencukupi kebutuhan yang diperlukan. Untuk menghitung tampungan air embung digunakan persamaan keseimbangan air antara *inflow* dari debit andalan dan *outflow* untuk kebutuhan air baku penduduk. Persamaannya adalah sebagai berikut:

$$S_{t+1} - S_t = I + R + L + O \quad \dots\dots\dots(2.46)$$

Dimana:

S_{t+1} = volume tampungan air embung pada saat $t+1$

S_t = volume tampungan air embung pada saat t

I = volume debit *inflow*

R = volume curah hujan di daerah luasan embung, karena data *inflow* yang digunakan adalah hasil dari simulasi debit musiman dari data yang tersediayang sudah memerhitungkan curah hujan di embung, maka $R=0$

L = volume kehilangan air embung (evaporasi, rembesan)

O = volume debit *outflow* untuk memenuhi kebutuhan pemasokan air.

2.9. Perhitungan *Flood Routing*

Penelusuran banjir merupakan peramalan hidrograf di suatu titik pada suatu aliran. Tujuan penelusuran banjir pada embung ini adalah untuk mengetahui kondisi elevasi permukaan air dalam embung dan hidrograf banjir yang mengalir ke sungai melalui pelimpah yang merupakan *outflow* dari embung pada saat mengalir debit banjir rencana.

Persamaan kontinuitas yang umum dipakai dalam penelusuran banjir adalah sebagai berikut:

$$I - Q = (dS/dt) \quad \dots\dots\dots(2.47)$$

Dimana:

I = *inflow* embung ($m^3/detik$)

Q = *outflow* embung ($m^3/detik$)

S = besar tampungan (*storage*) embung (m^3)

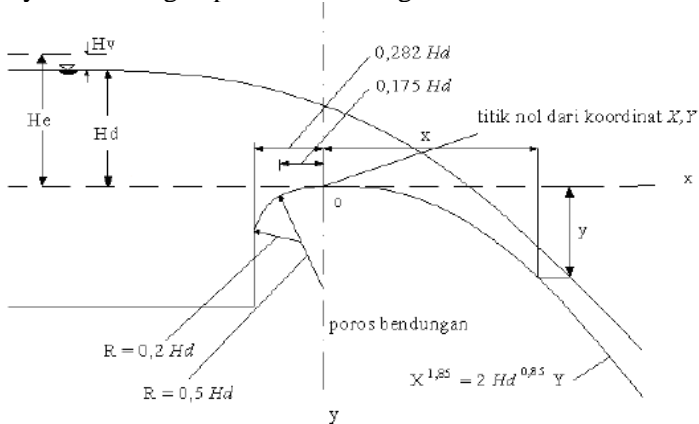
dt = periode penelusuran (detik, jam atau hari)

2.10. Perencanaan Bangunan Pelimpah

Bangunan pelimpah (*spillway*) adalah bangunan beserta instalasinya untuk mengalirkan air banjir yang masuk ke dalam embung agar tidak membahayakan keamanan bendungan. Apabila terjadi kecepatan aliran air yang besar akan terjadi oakan (*turbulensi*) yang dapat mengganggu jalannya air, sehingga menyebabkan berkurangnya aliran air yang masuk ke bangunan pelimpah. Ukuran bangunan pelimpah harus dihitung dengan sebaik-baiknya karena jika terlalu kecil ada resiko tidak mampu melimpahkan debit banjir yang terjadi dan sebaliknya apabila ukurannya terlalu besar bangunan akan memakan biaya yang besar dan memengaruhi nilai dari proyek secara keseluruhan.

2.10.1. Pemilihan Mercu Pelimpah Tipe Ogee

Metode yang dipakai untuk menentukan bentuk penampang sebelah hilir dari titik tertinggi mercu pelimpah adalah menggunakan persamaan Lengkung Harold yang dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut:



Gambar 2. 2 Bentuk Mercu Pelimpah Tipe Ogee I

Sumber: Soedibyo, 2003

$$X^{1.85} = 2 \times h_d^{0.85} \times Y \quad \dots\dots\dots(2.46)$$

Dimana :

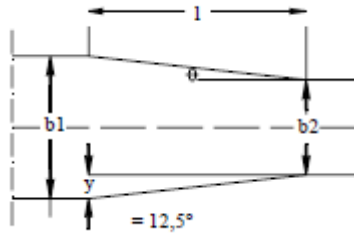
- X = jarak horisontal dari titik tertinggi mercu embung
 Y = jarak vertikal dari titik tertinggi mercu embung ke titik di permukaan mercu sebelah hilir
 Hd = tinggi air di atas mercu

2.10.2. Saluran Pengarah Aliran

Bagian ini berfungsi sebagai penuntun dan pengarah aliran agar aliran tersebut senantiasa dalam kondisi hidrolis yang baik. Pada saluran pengarah aliran ini, kecepatan aliran masuk tidak boleh melebihi 4 m/detik dan lebar saluran makin mengecil ke arah hilir. Apabila kecepatan aliran lebih dari 4 m/detik maka aliran akan bersifat helisoidal dan kapasitas pengalirannya akan menurun. Disamping itu aliran helisoidal tersebut akan meningkatkan beban hidrodinamis pada bangunan pelimpah. Kedalaman dasar saluran pengarah aliran biasanya diambil lebih besar dari 1/5 kali tinggi rencana limpasan di atas mercu ambang pelimpah.

2.10.3. Saluran Transisi dan Saluran Peluncur

Sebenarnya belum ada cara yang paling benar untuk merencanakan bentuk saluran transisi dan biasanya saluran ini dibuat dengan dinding tegak yang makin menyempit ke hilir dengan inklinasi sebesar $12^{\circ}30'$ terhadap sumbu saluran peluncur seperti pada gambar. Akan tetapi perencana juga dapat mendesain saluran transisi dan peluncur sesuai dengan kondisi topografi wilayah.



Gambar 2. 3 Saluran Transisi
Sumber: Suyono Sosrodarsono, 2002

Untuk memperoleh profil muka air pada saluran tersebut maka akan ditinjau debit rencana periode ulang sebagai kontrol. Penentuan bentuk penampang memanjang dapat dilakukan dengan rumus *Bernoulli* sebagai berikut:

$$z_1 + d_1 + h_{v1} = z_2 + d_2 + h_{v2} + h_L \quad \dots\dots\dots(2.48)$$

Dengan:

z_1, z_2 = elevasi dasar saluran pias 1 dan 2 pada suatu bidang vertikal (m)

h_1 = kedalaman aliran pada pias 1 (m)

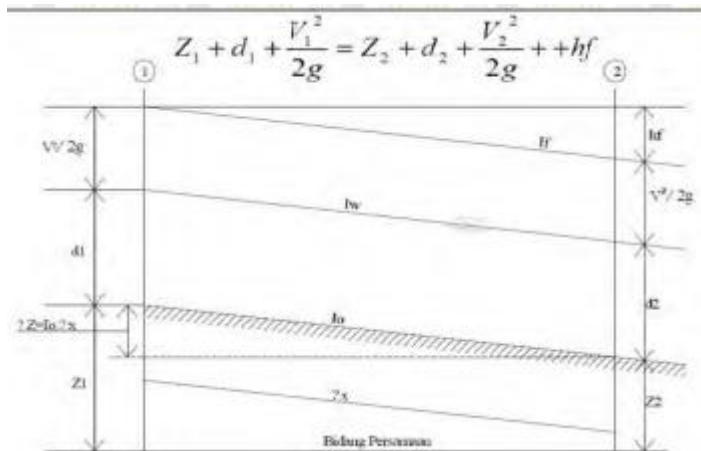
h_2 = kedalaman aliran pada pias 2 (m)

v_1 = kecepatan aliran pada pias 1 (m)

v_2 = kecepatan aliran pada pias 2 (m)

h_f = kehilangan tinggi tekan akibat gesekan dasar dan dinding saluran (m)

h_s = kehilangan tinggi tekan akibat turbulensi (m)



Gambar 2. 4 Skema Aliran
 Sumber: Suyono Sosrodarsono, 2002

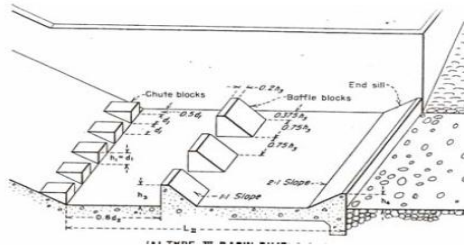
Untuk memecahkan persamaan tersebut, maka diterapkan metode tahapan standar dengan menghitung bilangan *Froude*:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad \text{.....(2.49)}$$

2.10.4. Perencanaan Kolam Olak

Sebelum aliran air yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan ke dalam sungai, maka aliran dengan kecepatan yang tinggi dalam kondisi superkritis tersebut harus diperlambat dan diubah pada kondisi aliran sub kritis. Hal tersebut agar aliran tidak membahayakan kestabilan alur sungai. Maka di ujung hilir saluran peluncur biasanya dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi.

Tipe kolam olak dipakai berdasarkan besar nilai angka *Froude*.



Gambar 2. 5 Kolam Olak
 Sumber: Suyono Sosrodarsono, 2002

Untuk mengetahui kedalaman air pada bagian hilir kolam olakan dapat diperoleh menggunakan rumus:

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1 \right) \quad \text{.....(2.50)}$$

2.11. Analisa Stabilitas Bangunan Pelimpah

Analisa perhitungan stabilitas struktur dari bangunan pelimpah dilakukan kontrol terhadap geser, guling, ambles (daya dukung tanah) dan kontrol ketebalan lantai kolam olak.

2.11.1. Gaya-Gaya yang Bekerja

Sebelum melakukan kontrol terhadap struktur pelimpah terlebih dahulu perlu dianalisa gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah. Gaya-gaya yang bekerja pada bangunan pelimpah antara lain:

1. Gaya Akibat Berat Sendiri

Untuk mengetahui gaya akibat berat sendiri pelimpah digunakan persamaan:

$$G = \gamma_m \times A \quad \text{.....(2.51)}$$

Dimana:

G = gaya akibat berat sendiri (t/m')

γ_m = berat volume material (t/m³)

A = luas pias (m²)

2. Gaya Akibat Tekanan Air

Untuk mengetahui gaya akibat tekanan air pada pelimpah digunakan persamaan:

$$P = \gamma_w \times h \quad \text{.....(2.52)}$$

Dimana:

P = tekanan hidrostatik (t/m^2)

γ_m = berat volume air (t/m^3)

h = tinggi air (m)

3. Gaya Akibat Tekanan Tanah

Untuk mengetahui gaya akibat tekanan tanah pada pelimpah digunakan persamaan:

$$P = \gamma_{\text{tanah}} \times h \times K \quad \text{.....(2.53)}$$

Dimana:

P = tekanan tanah (t/m)

γ_m = berat volume tanah (t/m^3)

h = tinggi air (m)

K = koefisien tekanan tanah

4. Gaya Akibat Tekanan Ke Atas (*Uplift*)

Untuk mengetahui gaya akibat tekanan ke atas pada pelimpah digunakan persamaan:

$$U = \gamma_w \times A \quad \text{.....(2.54)}$$

Dimana:

U = tekanan *uplift* (t/m)

Γ_w = berat volume air (t/m^3)

A = luas diagram tekanan ke atas (m^2)

Sedangkan untuk mengetahui tekanan air pada titik yang ditinjau digunakan persamaan:

$$U_x = H_x - \left(\frac{L_x}{L} \times \Delta H \right) \quad \text{.....(2.55)}$$

Dimana:

U_x = tekanan air pada titik yang ditinjau (t/m^2)

H_x = tinggi air di hulu ditinjau dari titik x (m)

- L_x = jarak lajur rembesan pada titik x (m)
 L = panjang total jalur rembesan (m)
 ΔH = beda tinggi energi (m)

2.11.2. Kontrol Stabilitas

Merupakan perhitungan untuk menentukan dimensi pelimpah agar mampu menahan muatan-muatan dan gaya-gaya yang terjadi. Berikut merupakan kontrol stabilitas yang perlu diperhitungkan (Soekibat, 2010):

1. Kontrol Guling

Persamaan yang digunakan:

$$\frac{\Sigma M_{\text{penahan}}}{\Sigma M_{\text{guling}}} \geq SF \quad \text{.....(2.56)}$$

2. Kontrol Geser

Persamaan yang digunakan:

$$\frac{\Sigma V}{\Sigma H} \times f \geq SF$$

3. Kontrol Daya Dukung Tanah (Kontrol Ambles)

Persamaan yang digunakan:

$$\text{Eksentrisitas } e = \left| \frac{\Sigma M}{\Sigma V} - \frac{B}{2} \right| \leq \frac{1}{6} B$$

Dengan:

ΣM = sigma momen yang terjadi pada titik guling yang ditinjau

ΣV = resultante gaya vertikal

B = lebar dasar pondasi

$$\text{Tegangan tanah yang terjadi } \sigma = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \leq \sigma_{ijin}$$

Dengan rumus tegangan ijin:

$$q = \left[(1 - 2e_1)^2 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + (1 - 2e_1)(cN_c + \gamma DN_q) \right]$$

$$\sigma_{ijin} = \frac{q}{SF}; SF = 3$$

2.12. Perencanaan Tubuh Embung

2.12.1. Lebar Puncak

Lebar puncak tubuh embung yang direncanakan dapat dilihat pada Tabel 2.7.

Tabel 2. 7 Lebar Puncak Tubuh Embung

Type	Tinggi (m)	Lebar Puncak (m)
Urugan	< 5.00	2.00
	5.00 - 10.00	3.00
Pasangan batu / beton	sampai maksimal 7.00	1.00

Sumber : Puslitbang Pengairan, 1994.

Apabila puncak urugan akan digunakan untuk lalu lintas umum, di kanan dan kiri jalan diberi bahu jalan masing – masing selebar 1,00 m. Sedangkan puncak tubuh embung tipe pasangan/ beton tidak disarankan untuk lalu lintas mengingat biaya menjadi mahal.

2.12.2. Kemiringan Lereng Urugan

Kemiringan lereng urugan ditentukan sedemikian rupa agar stabil dengan mempertimbangkan hal tersebut diatas dan mengambil koefisien gempa 0,15g, diperoleh kemiringan urugan yang disarankan. Stabilitas lereng urugan dihitung dengan menggunakan metode A.W.Bishop. Kemiringan lereng urugan yang disarankan dapat dilihat pada Tabel 2.8.

Tabel 2. 8 Kemiringan Lereng Urugan

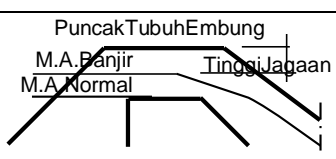
Material Urugan	Material utama	Kemiringan Lereng Vertikal : Horisontal	
		Hulu	Hilir
1. Urugan Homogen	CH CL SC GC GM SM	1 : 3,00	1 : 2,25
2. Urugan Majemuk			
- Urugan batu dengan inti Lempung atau dinding dipragma.	Pecahan Batu	1 : 1,50	1 : 1,25
- Kerikil – kerakal dengan inti lempung atau dinding dipragma.	Kerikil - kerakal		

Sumber : Puslitbang Pengairan, 1994

2.12.3. Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan pada tubuh embung dimaksudkan untuk memberikan keamanan tubuh embung terhadap peluapan akibat banjir. Besarnya tinggi jagaan tergantung dari tipe tubuh embung, seperti pada Tabel 2.14.

Tabel 2. 9 Tinggi Jagaan

Tipe Tubuh Embung	Tinggi Jagaan (m)	Sketsa Penjelasan
1. Urugan Homogen dan Majemuk	1,00	
2. Pasangan Batu / Beton	0,50	
3. Komposit	0,50	

Sumber : Puslitbang Pengairan, 1994.

2.12.4. Tinggi Tubuh Embung

Tinggi tubuh embung ditentukan dengan mempertimbangkan kebutuhan tampungan air dan keamanan terhadap bahaya banjir (peluapan), dengan demikian tinggi tubuh embung setinggi muka air kolam pada kondisi penuh (kapasitas tampung desain) ditambah tinggi tampungan banjir dan tinggi jagaan.

$$H_d = H_k + H_b + H_f \quad \dots\dots\dots(2.57)$$

Dimana :

H_d = Tinggi tubuh embung rencana, m.

H_k = Tinggi muka air kolam pada kondisi penuh, m.

H_b = Tinggi tampungan banjir, m.

H_f = Tinggi jagaan, m.

Pada tubuh embung tipe urugan diperlukan cadangan untuk penurunan yang secara praktis diambil sebesar 0,25m. Cadangan ini ditambahkan pada puncak embung dibagian lembah terdalam.

2.12.5. Formasi Garis Depresi

Formasi garis depresi diperoleh dengan menggunakan persamaan " *Casagrande* ". Ujung tumit hilir kaki embung dianggap sebagai titik permulaan koordinat dengan sumbu x dan y, diperoleh garis depresi dengan persamaan parabola :

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \quad \dots\dots\dots(2.58)$$

$$y = \sqrt{2y_0}x + y_0^2 \quad \dots\dots\dots(2.59)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad \dots\dots\dots(2.60)$$

Dimana :

h = Jarak vertikal antara titik A dan B.

d = Jarak horisontal antara B_2 dan A.

l_1 = Jarak horisontal antara titik B dan E.

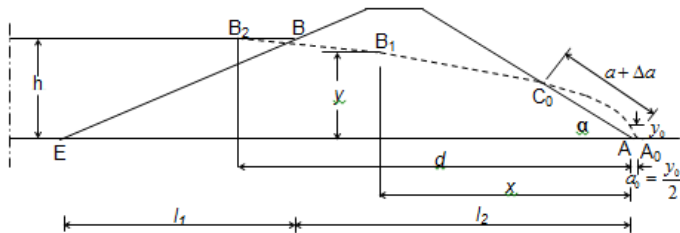
l_2 = Jarak horisontal antara titik B dan A.

A = Ujung tumit hilir.

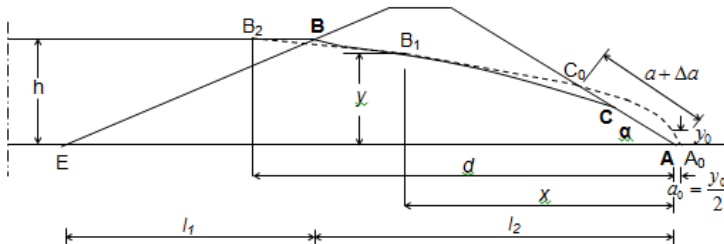
B = Titik perpotongan antara permukaan air di kolam dan lereng hulu.

A_1 = Titik perpotongan antara parabola bentuk besar garis depresi dengan garis vertikal melalui titik B.

B_2 = Titik yang terletak $0,30 l_1$, horisontal ke arah hulu dari titik B.



Gambar 2. 6 Garis Depresi Pada Tubuh Embung Homogen
Sumber: Suyono Sosrodarsono, 2002



Gambar 2. 7 Garis Depresi Pada Tubuh Embung Homogen Sesuai
Garis Parabola

Sumber: Suyono Sosrodarsono, 2002

2.13. Analisa Stabilitas Tubuh Embung

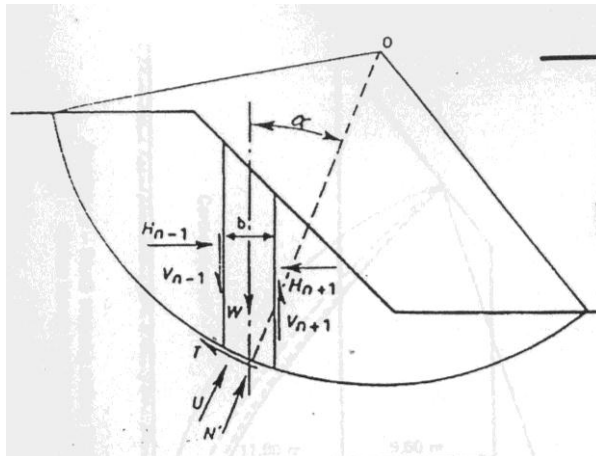
Perhitungan longsoran tubuh embung diperlukan untuk mengetahui apakah embung telah memenuhi angka keamanan yang ditetapkan. Biasanya konstruksi tubuh embung direncanakan pada tingkat stabilitas dengan faktor keamanan 1,2 atau lebih.

Sebelum dilakukan analisa stabilitas tubuh embung, terlebih dahulu perlu dicari bidang longsoran dari kemiringan hulu maupun hilir. Pada penentuan bidang longsoran terdapat beberapa parameter sudut ϕ , α dan β . Parameter sudut-sudut tersebut dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 2. 10 Nilai Sudut ϕ , α dan β

n	ϕ (derajat)	α (derajat)	β (derajat)
1:1	45	28	37
1:1,5	33,68	26	35
1:2	26,57	25	35
1:3	18,43	25	35
1:5	11,32	25	37

Sumber: Suyono Sosrodarsono, 2002



Gambar 2. 8 Bidang Longsor

Sumber: Suyono Sosrodarsono, 2002

BAB III

METODOLOGI

3.1. Studi Literatur

Studi literatur bertujuan untuk mempelajari dan memahami teori-teori umum hidrologi, hidrolika dan desain embung yang digunakan sebagai dasar untuk menyelesaikan setiap permasalahan dalam penyusunan tugas akhir ini

3.2. Pengumpulan Data

Data-data yang dibutuhkan dalam penyusunan tugas akhir ini antara lain:

1. Data hidrologi, terdiri dari :
 - Data curah hujan stasiun
2. Data klimatologi, terdiri dari :
 - Data kecepatan angin
 - Data kelembaban
 - Data suhu atau temperature
 - Data penyinaran matahari
3. Data topografi, terdiri dari :
 - Peta topografi
 - Peta lokasi kawasan
4. Data jumlah penduduk, terdiri dari :
 - Data jumlah penduduk Desa Ohoi Marfun

3.3. Perumusan Konsep Pengerjaan

Menentukan langkah-langkah pengerjaan dalam penyusunan tugas akhir agar dapat dikerjakan secara sistematis meliputi :

1. Analisa Kapasitas Tampungan

Untuk mengetahui volume tampungan embung harus diperhitungkan terlebih dahulu volume kebutuhan (*outflow*) dan volume tersedia (*inflow*). Tujuannya untuk mengetahui volume kapasitas maksimum yang bisa ditampung oleh embung dan juga untuk mengetahui elevasi mercu bendung dari kapasitas tampungan efektif embung.

a. Volume kebutuhan (*outflow*)

▪ Analisa kebutuhan air baku penduduk

Analisa ini berguna untuk mengetahui kebutuhan air bersih yang diperlukan oleh penduduk beserta fasilitas-fasilitas sosial ekonomi, termasuk menentukan air baku untuk masa mendatang yang didapat dari data jumlah penduduk untuk proyeksi dengan jangka waktu tertentu.

▪ Evaporasi

Perhitungan ini dimaksudkan untuk mengetahui penguapan air apabila terkena sinar matahari yang akan mengurangi tampungan embung.

b. Volume tersedia (*inflow*)

Dilakukan dengan analisa data hujan yang kemudian didapat hujan efektif. Setelah itu hujan efektif dikalikan dengan luas daerah pengaliran tampungan sehingga didapat volume tampungan per hari yang dapat digambarkan pada kurva massa tampungan sehingga dapat diketahui volume tersedia (*inflow*).

2. Analisa Hidrologi

a. Perhitungan curah hujan rencana

Dilakukan perhitungan parameter statistik untuk mengetahui metode distribusi yang bisa digunakan

dan selanjutnya dihitung curah hujan rencana dengan periode ulang tertentu.

b. Uji kesesuaian distribusi frekuensi curah hujan rencana

Pengujian ini dilakukan untuk mengetahui apakah suatu data dengan jenis sebaran yang dipilih sesuai setelah digambarkan dalam suatu probabilitas. Uji tersebut meliputi :

- Uji Smirnov Kolmogorov, dilakukan dengan menggambarkan probabilitas untuk tiap data distribusi teoritis dan empiris.
- Uji Chi Kuadrat, dilakukan untuk menguji apakah distribusi pengamatan dapat disamai dengan baik oleh distribusi teoritis

c. Perhitungan debit banjir rencana

Perhitungan ini digunakan sebagai dasar untuk merencanakan tingkat keamanan bahaya banjir pada suatu kawasan dengan penerapan angka-angka kemungkinan terjadinya banjir terbesar.

d. Penuluruhan banjir

Perhitungan penuluruhan banjir (*flood routing*) dilakukan untuk mengetahui tinggi air di atas pelimpah.

e. Perhitungan sedimen (kapasitas tampungan mati/ *dead storage*)

Perhitungan ini dilakukan dengan menghitung besarnya sedimen selama umur bangunan difungsikan.

f. Keseimbangan air

Analisa ini dilakukan untuk mengetahui berapa perubahan volume embung akibat debit *inflow* dan

debit *outflow*. Hasil perhitungan *inflow* yang diperoleh dari debit banjir andalan dikurangi dengan evaporasi dan *outflow* yang berupa kebutuhan penduduk, maka hasilnya menjadi volume embung. Hasil dari kapasitas efektif embung dapat diplotkan ke dalam grafik lengkung kapasitas dan dapat diketahui pada elevasi berapa mercu bendung dan pelimpah diletakkan.

3. Analisa Hidrolika

a. Pemilihan tipe mercu bendung dan peredam energi

Setelah diketahui elevasi mercu bendung dan pelimpah, maka dapat ditentukan jenis mercu yang akan digunakan. Sedangkan untuk menghitung kedalaman air pada tiap-tiap bagian pelimpah, dihitung dengan *trial and error* (coba-coba) dengan *Asas Bernoulli* yang meliputi saluran transisi, peluncur lurus, dan peluncur terompet. Dari kecepatan peluncur terompet, maka dapat dihitung bilangan *Froude* untuk menentukan tipe peredam energi yang akan dipakai.

b. Dimensi tubuh embung

Pada dimensi kali ini meliputi tinggi tubuh embung, kemiringan lereng urugan, tinggi jagaan, dan bentang tubuh embung. Pehitungan tubuh embung diawali dengan menghitung lebar mercu tubuh embung dan diteruskan dengan perhitungan kemiringan lereng hulu dan hilir tubuh embung. Selanjutnya dihitung aliran rembesan (filtrasi) yang

terjadi di dalam tubuh embung yang dipengaruhi oleh adanya drainase tumit.

4. Analisa Stabilitas Tubuh Embung dan Bangunan Pelimpah

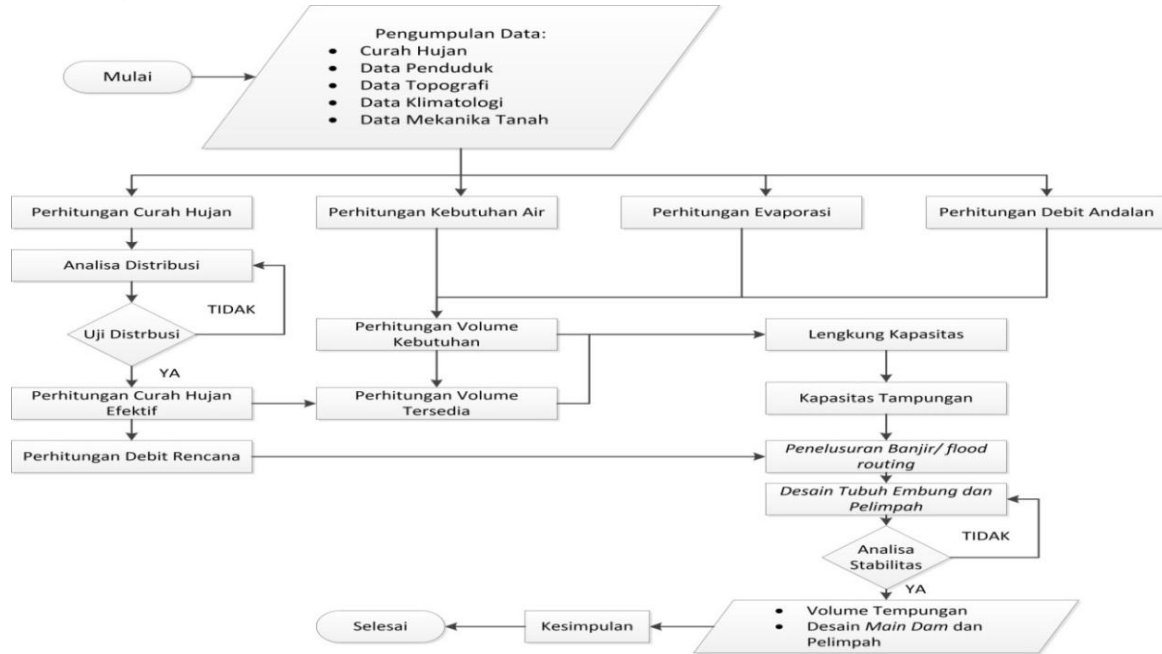
a. Kestabilan tubuh embung, meliputi beberapa kondisi sebagai berikut :

- Kondisi kosong/ setelah selesai konstruksi
- Kondisi muka air banjir
- Kondisi muka air setinggi mercu pelimpah/ kondisi normal
- Kondisi tampungan mati/ *dead storage*
- Kondisi muka air $\frac{3}{4}$ tinggi maksimum
- Kondisi muka air $\frac{1}{2}$ tinggi maksimum

b. Kestabilan pelimpah, meliputi beberapa kontrol kestabilan sebagai berikut :

- Kontrol guling
- Kontrol geser
- Kontrol daya dukung tanah
- Kontrol retak
- Kontrol rembesan

3.4. Bagan Alir



Gambar 3. 1 Bagan Alir Pengerjaan Tugas Akhir

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Analisa Hidrologi

4.1.1. Analisa Data Curah Hujan

Data curah hujan yang tersedia diperoleh hanya dari satu stasiun hujan yaitu Stasiun Meteorologi Dumatubun Tual. Data yang digunakan yaitu data curah hujan harian dari tahun 2001 sampai dengan tahun 2015. Dari data yang didapat, kemudian dilakukan rekap data hujan harian maksimum pada setiap tahunnya pada tabel 4.1.

Tabel 4. 1 Hujan Maksimum

No	Tahun	Hujan Maksimum (mm)
1	2001	128
2	2002	75
3	2003	89
4	2004	99
5	2005	89
6	2006	186
7	2007	128
8	2008	94
9	2009	193
10	2010	118
11	2011	173
12	2012	91
13	2013	83
14	2014	143
15	2015	166

Sumber: Firma ANGLE Consulting Engineering, 2015

4.1.2. Analisa Distribusi Frekuensi

Pada analisa kali ini dihitung parameter statistik untuk mengetahui jenis distribusi yang dapat digunakan. Harga parameter statistik rangkaian data hujan tersebut ditampilkan pada tabel 4.2.

Tabel 4. 2 Parameter Statistik

No	Tahun	X_i (mm)	$(X_i - \bar{X}_{rt})$	$(X_i - \bar{X}_{rt})^2$	$(X_i - \bar{X}_{rt})^3$	$(X_i - \bar{X}_{rt})^4$
1	2001	128	4.33	18.78	81.37	352.60
2	2002	75	-48.67	2368.44	-115264.30	5609529.09
3	2003	89	-34.67	1201.78	-41661.63	1444269.83
4	2004	99	-24.67	608.44	-15008.30	370204.64
5	2005	89	-34.67	1201.78	-41661.63	1444269.83
6	2006	186	62.33	3885.44	242192.70	15096678.53
7	2007	128	4.33	18.78	81.37	352.60
8	2008	94	-29.67	880.11	-26109.96	774595.57
9	2009	193	69.33	4807.11	333293.04	23108317.23
10	2010	118	-5.67	32.11	-181.96	1031.12
11	2011	173	49.33	2433.78	120066.37	5923274.27
12	2012	91	-32.67	1067.11	-34858.96	1138726.12
13	2013	83	-40.67	1653.78	-67253.63	2734980.94
14	2014	143	19.33	373.78	7226.37	139709.83
15	2015	166	42.33	1792.11	75866.04	3211662.23
Jumlah		1855	0.00	22343.33	436806.89	60997954.44
\bar{X}_{rt}		123.67		C_s	0.56	
S_x		39.95		C_k	2.47	
n		15		C_v	0.32	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Harga pada parameter statistik yang terdapat dalam tabel 4.2 diperoleh dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\text{▪ Harga Rerata} \quad : \bar{x} = \frac{\sum x_i}{n}$$

$$\bar{x} = \frac{1855}{15}$$

$$\bar{x} = 123,67$$

$$\text{▪ Deviasi Standar} \quad : S_x = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}}$$

$$S_x = \sqrt{\frac{2234333}{15 - 1}}$$

$$S_x = 39,95$$

$$\text{▪ Koefisien Kemencengan} \quad : C_s = \frac{n \cdot \sum (x_i - \bar{x})^3}{(n - 1)(n - 2)S_x^3}$$

$$C_s = \frac{15 \times 436806,89}{(15 - 1)(15 - 2)39,95^3}$$

$$\text{▪ Koefisien Kurtosis} \quad : C_k = \frac{n^2 \cdot \sum (x_i - \bar{x})^4}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)S_x^4}$$

$$C_k = \frac{15^2 \times 60997954,44}{(15 - 1)(15 - 2)(15 - 3)39,95^4}$$

$$C_k = 2,47$$

$$\text{▪ Koefisien Variasi} \quad : CV = \frac{S_x}{\bar{x}}$$

$$CV = \frac{39,95}{123,67} = 0,32$$

Setelah parameter statistik selesai dihitung, selanjutnya dilakukan perhitungan parameter statistik logaritma. Hal ini dilakukan karena jenis distribusi juga ada yang berbentuk logaritma. Perhitungan parameter statistik logaritma ditampilkan dalam tabel 4.3.

Tabel 4. 3 Parameter Statistik Logaritma

No	Tahun	Xi mm	Log Xi	Log (Xi-Xrt)	Log (Xi-Xrt) ²	Log (Xi-Xrt) ³	Log (Xi-Xrt) ⁴
1	2001	128	2.11	0.04	0.001	0.000	0.000
2	2002	75	1.88	-0.20	0.039	-0.008	0.001
3	2003	89	1.95	-0.12	0.015	-0.002	0.000
4	2004	99	2.00	-0.08	0.006	0.000	0.000
5	2005	89	1.95	-0.12	0.015	-0.002	0.000
6	2006	186	2.27	0.20	0.039	0.008	0.002
7	2007	128	2.11	0.04	0.001	0.000	0.000
8	2008	94	1.97	-0.10	0.010	-0.001	0.000
9	2009	193	2.29	0.21	0.046	0.010	0.002
10	2010	118	2.07	0.00	0.000	0.000	0.000
11	2011	173	2.24	0.17	0.028	0.005	0.001
12	2012	91	1.96	-0.11	0.013	-0.001	0.000
13	2013	83	1.92	-0.15	0.023	-0.004	0.001
14	2014	143	2.16	0.08	0.007	0.001	0.000
15	2015	166	2.22	0.15	0.022	0.003	0.000
Jumlah		1855	31.08	0.00	0.26	0.01	0.01
Xrt		123.67			Cs	0.27	
Log Xrt		2.07			Ck	2.23	
SLogX		0.14			Cv	0.07	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Harga pada parameter statistik logaritma yang terdapat dalam tabel 4.3 diperoleh dengan perhitungan sebagai berikut:

- Harga Rerata :

$$\overline{\text{Log } x} = \frac{\sum \text{Log } x_i}{n} = \frac{31,08}{15} = 2,07$$

- Deviasi Standar :

$$S_{\text{Log } X} = \sqrt{\frac{\sum \text{Log}(x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{0,26}{14}} = 0,14$$

- Koefisien Kemencengan :

$$C_s = \frac{n \cdot \sum \text{Log}(x_i - \bar{x})^3}{(n - 1)(n - 2)S_x^3} = \frac{15 \times 0,01}{14 \times 13 \times 0,14^3} = 0,27$$

- Koefisien Kurtosis :

$$C_k = \frac{n^2 \cdot \sum \text{Log}(x_i - \bar{x})^4}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)S_x^4} = \frac{15^2 \times 0,01}{14 \times 13 \times 12 \times 0,14^4} = 2,23$$

- Koefisien Variasi :

$$CV = \frac{S_x}{\overline{\text{Log } X_{rt}}} = \frac{0,14}{2,07} = 0,07$$

Berdasarkan perhitungan parameter statistik dan parameter statistik logaritma didapatkan harga koefisien kemencengan (C_s), koefisien kurtosis (C_k), dan koefisien variasi (C_v) yang telah direkap pada tabel 4.4. Untuk memilih persamaan distribusi yang akan digunakan dapat dilihat ketentuan pemilihan pada tabel 4.5.

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Parameter Statistik dan Parameter Statistik Logaritma

No.	Parameter	Parameter Statistik	Parameter Statistik Logaritma
1	Cs	0,56	0,27
2	Ck	2,47	2,23
3	Cv	0,32	0,07

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4. 5 Pemilihan Jenis Distribusi

No	Jenis Distribusi	Syarat	Hasil	Keterangan
1	Distribusi Normal	$Ck \approx 3$	2,47	TIDAK
		$Cs \approx 0$	0,56	
2	Distribusi Log Normal	$Cv \approx 0,06$	0,07	TIDAK
		$Cs \approx 3Cv + Cv^3$	0,20	
3	Distribusi Gumbel	$Cs \approx 1,1396$	0,56	TIDAK
		$Ck \approx 5,4002$	2,47	
4	Distribusi Log Pearson Tipe III	$Cs \neq 0$	0,27	IYA
		$Cv \approx 0,05$	0,07	

Sumber: Bambang Triatmodjo, 2008 dan hasil perhitungan, 2016

Berdasarkan tabel 4.5, dapat diketahui jenis distribusi yang memenuhi untuk digunakan adalah distribusi Log Pearson Tipe III yang kemudian dalam pengerjaan tugas akhir kali ini dipilih sebagai perhitungan distribusi hujan.

4.2. Uji Kecocokan Distribusi Hujan

Untuk menguji kecocokan suatu distribusi sebaran data curah hujan, digunakan metode uji Chi Kuadrat (*Chi Square Test*) dan metode uji Smirnov-Kolmogorov.

4.2.1. Uji Chi Kuadrat (*Chi Square Test*)

Digunakan rumus sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Jumlah data (n)} &: 15 \\ \text{Jumlah kelas (k)} &: 1 + 3,322 \log (n) \\ &: 1 + 3,322 \log (15) \\ &: 4,58 \approx 5\end{aligned}$$

Data pengamatan dibagi menjadi 5 kelas dengan masing-masing interval peluang (P) = $1/k = 1/5 = 0,2$. Besarnya peluang untuk masing-masing kelas adalah sebagai berikut :

- Kelas 1 = $P \leq 0,2$
- Kelas 2 = $P \leq 0,4$
- Kelas 3 = $P \leq 0,6$
- Kelas 4 = $P \leq 0,8$
- Kelas 5 = $P \leq 1,0$

Parameter Statistik yang diperlukan dalam distribusi ini telah dihitung dan didapat seperti pada tabel 4.3. Parameter-parameter statistik logaritma yang dimiliki distribusi Log Pearson Tipe III adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Log Xrt} &= 2,07 \\ \text{SLogX} &= 0,14 \\ \text{Cs} &= 0,27 \\ \text{Ck} &= 2,23 \\ \text{Cv} &= 0,07\end{aligned}$$

Persamaan distribusi:

$$\begin{aligned}\text{LogX} &= \text{LogXrt} + k.\text{SLogX} \\ \text{LogX} &= 2,07 + k.0,14\end{aligned}$$

Untuk mencari nilai k harus melakukan interpolasi pada tabel 2.6 dengan nilai $Cs = 0,27$ dan dengan periode ulang (T) untuk $P = 0,2$ adalah sebagai berikut:

$$T = 1/0,2 = 5 \text{ tahun}$$

Dengan melihat tabel 2.2 maka dapat diperoleh nilai k sebesar:

$$\frac{(0,27 - 0,2)}{(0,4 - 0,2)} = \frac{(k - 0,830)}{(0,816 - 0,830)}$$

$$k = 0,825$$

Sehingga didapatkan,

$$\text{Log}X = 2,07 + k \cdot 0,14 = 2,07 + (0,825 \times 0,14)$$

$$\text{Log}X = 2,186$$

$$X = 153,16$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat ditabelkan dalam tabel 4.6 berikut:

Tabel 4. 6 Batas Distribusi Log Pearson Tipe III

P(%)	Cs	k	Log X	X (mm)
20	0.27	0.825	2.186	153.16
40	0.27	0.245	2.105	127.48
60	0.27	-0.313	2.029	106.81
80	0.27	-0.852	1.955	90.09
100	0.27	-2.127	1.779	60.17

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Selanjutnya masing-masing data hujan dibagi menjadi 5 kelas dengan batas-batas yang telah ditentukan dari perhitungan sebelumnya. Perhitungan tersebut dapat terlebih dahulu menentukan parameter-parameter sebagai berikut:

$$\text{Jumlah kelas (K)} = 5$$

$$\text{Ef} = n/K = 15/5 = 3$$

$$\text{Derajat kebebasan (DK)} = K - (P + 1) = 5 - (2 + 1) = 2$$

Kemudian data hujan yang telah dibagi menjadi 5 kelas dapat dihitung harga chi kuadrat (c^2) dengan menggunakan tabel 4.7.

Tabel 4. 7 Uji Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III

Probabilitas			Ef	Of	(Of - Ef) ²	(Of - Ef) ² /Ef
153.2	> P		3.00	4	1.000	0.333
127.5	< P<	153.2	3.00	3	0.000	0.000
106.8	< P<	127.5	3.00	1	4.000	1.333
90.1	< P<	106.8	3.00	3	0.000	0.000
60.2	< P<	90.1	3.00	4	1.000	0.333
	P <	60.2	3.00	0	9.000	3.000
Total =			18.00	15		5.000
Chi Kuadrat (c ²) =			5.000			

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Dari tabel di atas diperoleh harga chi kuadrat (c^2) = 5 dengan derajat kebebasan (DK) = 2. Berdasarkan tabel 2.3 nilai kritis untuk Uji Chi Kuadrat pada derajat kepercayaan (α) = 5% diperoleh nilai $c^2_{\text{kritis}} = 5,99$. Uji Chi Kuadrat dinyatakan dapat digunakan apabila memenuhi syarat $c^2 < c^2_{\text{kritis}}$ dan berdasarkan perhitungan pada tabel 4.7 didapat $5 < 5,99$, sehingga Distribusi Log Pearson Tipe III memenuhi persyaratan untuk digunakan.

4.2.2. Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov merupakan uji kecocokan non parametik, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi sebaran tertentu. Sehingga pengujiannya dapat dilakukan lebih sederhana dengan membandingkan kemungkinan untuk setiap peluang dan peluang teoritisnya. Berikut adalah contoh perhitungan untuk data hujan tahun 2009 dengan langkah-langkah pengerjaan sebagai berikut:

1. Mengurutkan data hujan (dari besar ke kecil) dan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut. Berdasarkan data tabel 4.8 untuk data hujan tahun 2009 didapatkan:

- Tinggi hujan : 193 mm
- m (peringkat/ nomor urut) : 1
- n (jumlah data) : 15

Dengan rumus peluang:

$$P(\text{Log}X) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{1}{(15+1)} = 0,063$$

2. Besarnya $P(\text{Log}X <)$ dapat dicari dengan rumus:

$$\begin{aligned} P(\text{Log}X <) &= 1 - P(\text{Log}X) \\ &= 1 - 0,063 \\ &= 0,937 \end{aligned}$$

3. Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus:

$$f(t) = \frac{\text{Log}(X - X_{rt})}{S\text{Log}x} = \frac{0,21}{0,14} = 1,74$$

4. Besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dicari dengan menggunakan rumus pada excel NORMSDIST yang bertujuan mengembalikan fungsi distribusi normal untuk rata-rata tertentu, didapatkan $P'(X) = 0,959$.

5. Nilai D dapat dicari dengan rumus:

$$\begin{aligned} D &= P'(X) - P(\text{Log}X) \\ &= (0,959 - 0,937) \\ &= 2,12 \end{aligned}$$

Selengkapnya hasil perhitungan uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov dapat ditampilkan ke dalam tabel 4.8.

Tabel 4. 8 Hasil Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov Log Pearson Tipe III

No	Data (mm)	Distribusi Probabilitas $P(\text{Log}X)$ (%)	$P(\text{Log} X <)$ (%)	$f(t) = \frac{\text{Log}(X - X_{rt})}{S \text{Log} X}$	Distribusi Probabilitas $P'(X)$ (%)	D (%)
1	193	6.25	93.75	1.74	95.87	2.12
2	186	12.50	87.50	1.56	94.07	6.57
3	173	18.75	81.25	1.23	89.16	7.91
4	166	25.00	75.00	1.06	85.54	10.54
5	143	31.25	68.75	0.48	68.58	0.17
6	128	37.50	62.50	0.11	54.32	8.18
7	128	43.75	56.25	0.11	54.32	1.93
8	118	50.00	50.00	-0.14	44.36	5.64
9	99	56.25	43.75	-0.62	26.85	16.90
10	94	62.50	37.50	-0.74	22.89	14.61
11	91	68.75	31.25	-0.82	20.68	10.57
12	89	75.00	25.00	-0.87	19.28	5.72
13	89	81.25	18.75	-0.87	19.28	0.53
14	83	87.50	12.50	-1.02	15.43	2.93
15	75	93.75	6.25	-1.22	11.16	4.91

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Dari tabel 4.8 di atas didapatkan $D_{mak} = 16,9\%$ dan dengan menggunakan tabel 2.4 nilai kritis D_o untuk Uji Smirnov-Kolmogorov untuk derajat kepercayaan 5% dan $N = 15$, maka diperoleh nilai $D_o = 34\%$. Karena nilai D_{mak} lebih kecil daripada D_o ($D_{mak}=16,9\% < D_o=34\%$) maka persamaan Distribusi Log Pearson Tipe III dapat diterima.

Pada tabel 4.7 dan 4.8 dapat diketahui bahwa Persamaan Distribusi Log Pearson Tipe III telah lolos uji kecocokan Chi

Kuadrat dan uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov. Oleh karena itu Persamaan Distribusi Log Pearson Tipe III dapat digunakan untuk mencari curah hujan rencana dengan periode ulang tertentu.

4.3. Perhitungan Curah Hujan Rencana

Dalam perhitungan curah hujan rencana digunakan Persamaan Distribusi Log Pearson Tipe III. Berikut merupakan contoh perhitungan curah hujan rencana untuk periode ulang 25 tahun:

$$\text{Persamaan} \quad : \text{Log}X = \text{Log}X_{rt} + k.S.\text{Log}X$$

$$\text{Log}X = 2,07 + k.0,14$$

Urutan perhitungan adalah sebagai berikut :

1. Menghitung nilai k dengan menggunakan nilai C_s yang telah dihitung pada tabel 4.3. Dengan menggunakan cara interpolasi pada tabel 2.6 untuk periode ulang 25 tahun, didapatkan nilai k sebagai berikut:

$$\frac{(0,27-0,2)}{(0,4-0,2)} = \frac{(k-1,818)}{(1,880-1,818)}$$

$$k = 1,84$$

2. Menghitung R_{24} maksimum pada periode ulang 25 tahun:

$$\text{Log}X = 2,07 + 1,84 \times 0,14$$

$$\text{Log}X = 2,33$$

$$X = 212,62 \text{ mm}$$

Untuk perhitungan curah hujan rencana selanjutnya dapat dilihat dalam tabel 4.9.

Tabel 4. 9 Curah Hujan Rencana Log Pearson Tipe III

No	Periode Ulang (tahun)	LogXrt	Faktor Distribusi k	SLogX	LogX	X (mm)
1	1	2.07	-2.13	0.14	1.77	59.20
2	2	2.07	-0.04	0.14	2.06	115.80
3	5	2.07	0.83	0.14	2.19	153.32
4	10	2.07	1.31	0.14	2.25	179.03
5	20	2.07	1.75	0.14	2.32	206.59
6	25	2.07	1.84	0.14	2.33	212.60
7	50	2.07	2.20	0.14	2.38	238.43
8	100	2.07	2.52	0.14	2.42	264.93
9	1000	2.07	3.48	0.14	2.56	360.92

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

4.4. Perhitungan Curah Hujan Efektif

Perhitungan curah hujan efektif menggunakan angka koefisien pengaliran yang disesuaikan dengan kondisi DAS daerah yang bersangkutan seperti pada tabel 2.5. Sesuai dengan kondisi DAS yang bersangkutan adalah daerah pegunungan dengan kemiringan yang tinggi, maka diambil koefisien pengaliran C sebesar 0,5. Perhitungan curah hujan efektif ditampilkan ke dalam tabel 4.10.

Tabel 4. 10 Curah Hujan Efektif

No	Periode Ulang (tahun)	X (mm)	C	Reff
1	1	59.20	0.5	29.60
2	2	115.80	0.5	57.90
3	5	153.32	0.5	76.66
4	10	179.03	0.5	89.51
5	20	206.59	0.5	103.30
6	25	212.60	0.5	106.30
7	50	238.43	0.5	119.21
8	100	264.93	0.5	132.47
9	1000	360.92	0.5	180.46

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

4.5. Perhitungan Curah Hujan Jam-Jaman

Dilakukan perhitungan distribusi hujan yang terjadi dengan hujan terpusat 6 jam. Perhitungan curah hujan dilakukan dengan Metode Mononobe. Perhitungan rata-rata hujan sampai jam ke t adalah:

$$R_1 = \frac{R_{24}}{6} x \left(\frac{6}{1} \right)^{2/3} = 0,550 R_{24}$$

$$R_2 = \frac{R_{24}}{6} x \left(\frac{6}{2} \right)^{2/3} = 0,347 R_{24}$$

$$R_3 = \frac{R_{24}}{6} x \left(\frac{6}{3} \right)^{2/3} = 0,265 R_{24}$$

$$R_4 = \frac{R_{24}}{6} x \left(\frac{6}{4} \right)^{2/3} = 0,218 R_{24}$$

$$R_5 = \frac{R_{24}}{6} x \left(\frac{6}{5} \right)^{2/3} = 0,188R_{24}$$

$$R_6 = \frac{R_{24}}{6} x \left(\frac{6}{6} \right)^{2/3} = 0,167R_{24}$$

Perhitungan distribusi tinggi hujan pada jam ke t:

$$R'_1 = 1xR_{24} = 0,550R_{24}$$

$$R'_2 = 2xR_{24} - 1xR_{24} = 0,143R_{24}$$

$$R'_3 = 3xR_{24} - 2xR_{24} = 0,100R_{24}$$

$$R'_4 = 4xR_{24} - 3xR_{24} = 0,079R_{24}$$

$$R'_5 = 5xR_{24} - 4xR_{24} = 0,067R_{24}$$

$$R'_6 = 6xR_{24} - 5xR_{24} = 0,059R_{24}$$

Sehingga curah hujan efektif jam-jaman dapat ditampilkan pada tabel 4.11.

Tabel 4. 11 Curah Hujan Efektif Jam-Jaman

Periode Ulang (tahun)	R eff (mm)	Jam ke-					
		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
		R'					
		0,550 R ₂₄	0,143 R ₂₄	0,100 R ₂₄	0,079 R ₂₄	0,067 R ₂₄	0,059 R ₂₄
1	29,60	16,28	4,23	2,96	2,34	1,98	1,75
2	57,90	31,85	8,28	5,79	4,57	3,88	3,42
5	76,66	42,16	10,96	7,67	6,06	5,14	4,52
10	89,51	49,23	12,80	8,95	7,07	6,00	5,28
20	103,30	56,81	14,77	10,33	8,16	6,92	6,09
25	106,30	58,46	15,20	10,63	8,40	7,12	6,27
50	119,21	65,57	17,05	11,92	9,42	7,99	7,03
100	132,47	72,86	18,94	13,25	10,46	8,88	7,82
1000	180,46	99,25	25,81	18,05	14,26	12,09	10,65

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

4.6. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu. Berikut merupakan perhitungan hidrograf satuan sintetik Nakayasu periode 100 tahun dengan parameter hidrograf satuan Nakayasu untuk karakteristik DAS Embung Ohoi Marvun sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Luas DAS (A)} &= 0,59 \text{ km}^2 \\
 \text{Panjang Sungai (L)} &= 1,36 \text{ km} \\
 R_o &= 1 \text{ jam} \\
 T_g &= 0,21L^{0,7} = 0,30 \text{ jam} \\
 T_r &= (0,5-1)T_g = 0,30 \text{ jam} \\
 T_p &= T_g+0,8T_r = 0,47 \text{ jam} \\
 \alpha &= 2 \\
 T_{0,3} &= \alpha T_g = 0,59 \text{ jam} \\
 Q_p &= \frac{A \times R_o}{3,6x(0,3xT_p+T_{0,3})} \\
 &= \frac{0,59 \times 1}{3,6x(0,3x0,47+0,59)} \\
 &= 0,22m^3 / \text{det}
 \end{aligned}$$

Berikut perhitungan ordinat untuk grafik hidrograf satuan sintetik:

1. Pada saat kurva naik ($0 < t < T_p$)

$$\begin{aligned}
 Q_t &= Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \\
 Q_t &= 0,22 \times \left(\frac{t}{0,47} \right)^{2,4}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 12 Ordinat Kurva Naik ($0 < t < T_p$) atau ($0 < t < 0,47$)

t (jam)	Q_t (m ³ /detik)
0.00	0.00
0.10	0.01
0.20	0.03
0.30	0.07
0.40	0.15
0.47	0.22

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

2. Pada saat kurva turun ($T_p < t < T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$)

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{(t-T_p)/T_{0,3}}$$

$$Q_t = 0,22 \times 0,3^{(t-0,47)/0,59}$$

Tabel 4. 13 Ordinat Kurva Turun [$T_p < t < (T_p + T_{0,3})$] atau [$0,47 < t < 0,99$]

t (jam)	Q_t (m ³ /detik)
0.50	0.21
0.60	0.17
0.70	0.14
0.80	0.11
0.90	0.09
1.00	0.08
1.06	0.07

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

3. Pada saat kurva turun ($T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$)

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{[(t-T_p)+0,5T_{0,3}]/(1,5T_{0,3})}$$

$$Q_t = 0,22 \times 0,3^{[(t-0,47)+(0,5 \times 0,59)]/(1,5 \times 0,59)}$$

Tabel 4. 14 Ordinat Kurva Turun [$T_p+T_{0,3}<t<(T_p+T_{0,3}+1,5T_{0,3})$]
atau $[0,99<t<1,77]$

t (jam)	Q_t (m ³ /detik)
1.20	0.06
1.30	0.05
1.40	0.04
1.50	0.04
1.60	0.03
1.70	0.03
1.80	0.02
1.90	0.02
1.95	0.02

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

4. Pada saat kurva turun ($t>T_p+T_{0,3}+1,5T_{0,3}$)

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{[(t-T_p)+1,5T_{0,3}]/(2T_{0,3})}$$

$$Q_t = 0,22 \times 0,3^{[(t-0,47)+(1,5 \times 0,59)]/(2 \times 0,59)}$$

Tabel 4. 15 Ordinat Kurva Turun $t>(T_p+T_{0,3}+1,5T_{0,3})$ atau
 $[t>1,77]$

t (jam)	Q_t (m ³ /detik)
2.00	0.02
3.00	0.01
4.00	0.00
5.00	0.00
6.00	0.00
7.00	0.00
8.00	0.00
9.00	0.00
10.00	0.00

Lanjutan Tabel 4.15

11.00	0.00
12.00	0.00
13.00	0.00
14.00	0.00
15.00	0.00
16.00	0.00
17.00	0.00
18.00	0.00
19.00	0.00
20.00	0.00
21.00	0.00
22.00	0.00
23.00	0.00
24.00	0.00

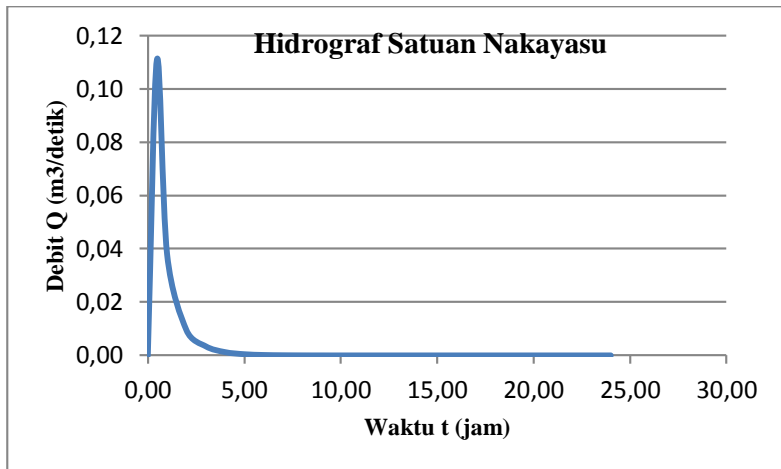
Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Dilakukan koreksi terhadap perhitungan hidrograf satuan Nakayasu agar volume terkoreksi sama dengan volume asli. Hasil perhitungan ditampilkan pada tabel 4.16.

Tabel 4. 16 Perhitungan Hidrograf Koreksi Metode Nakayasu

t (jam)	Asli			Terkoreksi		
	Q (m ³ /dt)	Q _{rata} (m ³ /dt)	Volume (m ³)	Q (m ³ /dt)	Q _{rata} (m ³ /dt)	Volume (m ³)
0.00	0.00			0.00		
0.47	0.22	0.11	402.36	0.11	0.06	199.86
1.00	0.08	0.15	539.95	0.04	0.07	268.20
2.00	0.02	0.05	172.04	0.01	0.02	85.46
3.00	0.01	0.01	46.90	0.00	0.01	23.30
4.00	0.00	0.00	16.95	0.00	0.00	8.42
5.00	0.00	0.00	6.12	0.00	0.00	3.04
6.00	0.00	0.00	2.21	0.00	0.00	1.10
7.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40
8.00	0.00	0.00	0.29	0.00	0.00	0.14
9.00	0.00	0.00	0.10	0.00	0.00	0.05
10.00	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00	0.02
11.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01
12.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			1187.79			590.00

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016



Gambar 4. 1 Grafik Hidrograf Satuan Nakayasu

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Digunakan debit rencana 100 tahun dengan metode Hidrograf Satuan Nakayasu yang ditampilkan pada tabel 4.17

Tabel 4. 17 Debit Maksimum Periode Ulang 100 Tahun

T (jam)	UH	Reff						Q (m3/dt)
		72.86	18.94	13.25	10.46	8.88	7.82	
		Jam Ke						
		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
0.00	0.00	0.000						0.000
0.47	0.11	8.090						8.090
1.00	0.04	2.766	0.719					3.485
2.00	0.01	0.693	0.180	0.126				0.999
3.00	0.00	0.250	0.065	0.046	0.036			0.397
4.00	0.00	0.090	0.024	0.016	0.013	0.011		0.154
5.00	0.00	0.033	0.008	0.006	0.005	0.004	0.004	0.059
6.00	0.00	0.012	0.003	0.002	0.002	0.001	0.001	0.021
7.00	0.00	0.004	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000	0.008
8.00	0.00	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
9.00	0.00	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
10.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

4.7. Kapasitas Embung

4.7.1. Lengkung Kapasitas Embung

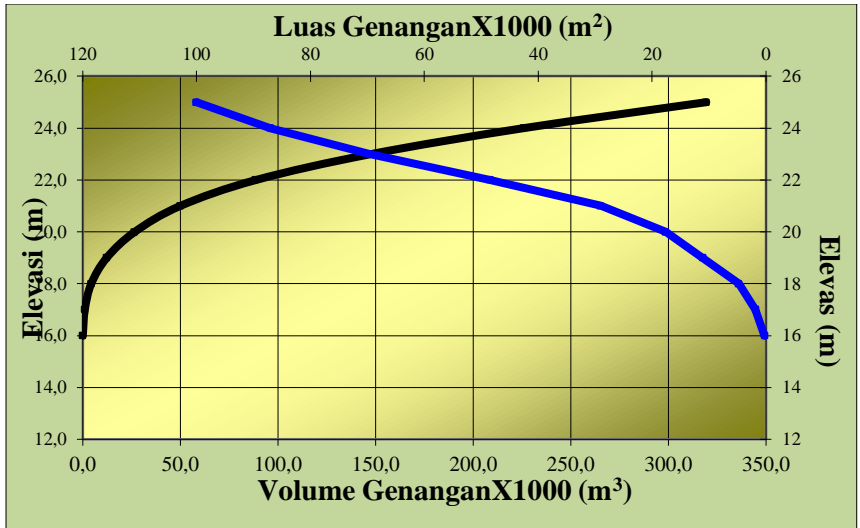
Lengkung kapasitas merupakan hubungan antara elevasi dengan luas dan volume embung. Perhitungan hubungan antara elevasi terhadap volume embung didasarkan pada peta topografi dan beda tinggi. Perhitungan luasan tiap kontur atau elevasi pada Embung Ohoi Marvun dihitung menggunakan program *AutoCAD* dengan beda elevasi masing-masing yang terdapat pada peta topografi. Berikut hasil perhitungan yang ditampilkan dalam tabel 4.18.

Tabel 4. 18 Hubungan Elevasi, Luas dan Volume

Elevasi	Luas (m ²)	Volume (m ³)
16	214	0
17	1814	1,014
18	4748	4,295
19	11072	12,205
20	17582	26,532
21	29045	49,846
22	48397	88,567
23	69650	147,590
24	87000	225,915
25	100016	319,423

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Hasil perhitungan pada tabel 4.18 di atas kemudian dibuatkan grafik lengkung kapasitas yang merupakan hubungan antara elevasi, luas, dan volume tampungan Embung Ohoi Marvun yang ditampilkan seperti pada gambar 4.2.



Gambar 4. 2 Hubungan Antara Elevasi, Luas dan Volume

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

4.7.2. Kapasitas Tampungan Embung

1. Kapasitas Tampungan Total

Elevasi tampungan embung direncanakan pada elevasi +23,00 m sehingga kapasitas total embung adalah sebesar 147.590 m³.

2. Kapasitas Mati Embung (*Dead Storage*)

Volume mati embung perlu diperhitungkan apabila terjadi pengendapan sedimen pada embung. Besar volume mati embung direncanakan sebesar 15% dari volume total embung yaitu $15\% \times 147,590 \text{ m}^3 = 22.138,50 \text{ m}^3$ pada elevasi +19,74 m.

3. Kapasitas Efektif Embung

Besar volume efektif embung adalah total volume embung dikurang dengan volume mati yaitu $147.590 \text{ m}^3 - 22.138,50 \text{ m}^3 = 125.451,50 \text{ m}^3$

4.8. Analisa Ketersediaan Air

4.8.1. Perhitungan Evapotranspirasi

Perhitungan evapotranspirasi dilakukan dengan metode Penman yang dipengaruhi oleh temperatur air, temperatur udara, kelembaban, kecepatan angin, tekanan udara, dan sinar matahari. Beberapa data faktor-faktor yang mempengaruhi evapotranspirasi didapatkan dari data klimatologi dari stasiun Dumatubun Tual di sekitar DAS Embung Ohoi Marvun. Hasil dari perhitungan evapotranspirasi menggunakan metode Penman terlampir pada tabel 4.19

Tabel 4. 19 Evapotranspirasi

No	Uraian	Satuan	Bulan											
			Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nop	Des
1	Temperatur (t)	C	27.35	27.18	27.16	27.24	27.40	26.77	26.43	26.42	27.14	28.15	28.16	27.39
2	Kec. Angin (u)	m/dt	3.25	2.97	2.60	2.48	2.76	3.70	4.31	4.35	3.58	2.81	1.99	2.11
3	Kelembaban Relatif (Rh)	%	87.55	86.45	87.73	87.36	86.18	85.09	82.91	81.09	81.45	80.36	82.82	86.55
4	Kecerahan Matahari (n/N)	%	53.45	49.36	52.55	55.91	61.18	55.82	61.27	66.18	67.82	76.36	63.27	42.09
5	$\epsilon \gamma$	mbar	36.38	36.00	35.96	36.12	36.48	35.12	34.40	34.38	35.90	38.12	38.16	36.46
6	w		0.77	0.77	0.76	0.77	0.77	0.76	0.76	0.76	0.76	0.78	0.78	0.77
7	1 - w		0.23	0.23	0.24	0.23	0.23	0.24	0.24	0.24	0.24	0.22	0.22	0.23
8	f(t)		16.17	16.14	16.13	16.15	16.18	16.05	15.99	15.98	16.13	16.33	16.33	16.18
9	ϵd (%)	mbar	31.85	31.12	31.55	31.56	31.44	29.89	28.52	27.88	29.24	30.63	31.60	31.55
10	$\epsilon \gamma - \epsilon d$	mbar	4.53	4.88	4.41	4.56	5.04	5.24	5.88	6.50	6.66	7.49	6.56	4.91
11	Ra	mbar	14.02	14.86	15.43	15.43	15.04	14.61	14.81	15.17	15.30	15.03	14.29	13.82
12	Rs	mbar	7.55	7.68	8.24	8.52	8.73	8.06	8.60	9.21	9.43	9.96	8.46	6.60
13	f(ed)		0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.10	0.11	0.11	0.10	0.10	0.09	0.09
14	f(n/N)		0.58	0.54	0.57	0.60	0.65	0.60	0.65	0.70	0.71	0.79	0.67	0.48
15	f(U)		1.03	0.96	0.88	0.85	0.91	1.13	1.28	1.28	1.10	0.92	0.73	0.76
16	$Rn1 = f(t)*f(ed)*f(n/N)$	mm/hari	0.86	0.83	0.86	0.90	0.98	0.96	1.09	1.20	1.17	1.24	1.01	0.72
17	$Eto^* = w*(0.75Ra - Rn1) + (1 - w)*(ea - ed)$	mm/hari	4.77	4.87	4.98	5.11	5.34	5.28	5.88	6.36	6.24	6.38	5.21	4.12
18	Angka koreksi (C)		1.10	1.10	1.00	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.10	1.10	1.10	1.10
19	$Eto = Eto^* \times C$	mm/hari	5.25	5.36	4.98	4.60	4.81	4.76	5.29	6.36	6.87	7.02	5.74	4.53

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

4.8.2. Debit Tersedia Metode FJ. Mock

Hujan yang ada sebagian akan hilang karena evapotranspirasi, sebagian akan menjadi direct run off dan sebagian yang lain akan masuk ke dalam tanah (infiltrasi). Berikut hasil perhitungan debit tersedia metode FJ. Mock ditunjukkan pada tabel 4.20.

Tabel 4. 20 Debit Tersedia Metode FJ. Mock

Tahun	B U L A N											
	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGT	SEPT	OKT	NOP	DES
2001	0.038	0.037	0.036	0.061	0.012	0.032	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028	0.083
2002	0.014	0.000	0.025	0.044	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028
2003	0.023	0.024	0.031	0.016	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010	0.055
2004	0.018	0.044	0.063	0.001	0.017	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2005	0.012	0.030	0.014	0.085	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.022
2006	0.011	0.014	0.000	0.005	0.075	0.068	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.022
2007	0.030	0.000	0.052	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.038
2008	0.000	0.035	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.000	0.000	0.081
2009	0.016	0.003	0.087	0.093	0.008	0.021	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.055
2010	0.027	0.021	0.048	0.033	0.033	0.023	0.028	0.024	0.012	0.014	0.047	0.053
2011	0.035	0.025	0.064	0.025	0.041	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.018	0.052
2012	0.008	0.022	0.021	0.007	0.057	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.022
2013	0.041	0.042	0.012	0.019	0.037	0.040	0.013	0.000	0.000	0.000	0.000	0.055
2014	0.048	0.044	0.013	0.049	0.010	0.017	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.054
2015	0.030	0.045	0.030	0.030	0.000	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016
Rerata	0.023	0.026	0.036	0.034	0.019	0.015	0.003	0.002	0.002	0.001	0.007	0.042

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

4.9. Analisa Kebutuhan Air

4.9.1. Kebutuhan Air Baku

1. Proyeksi Penduduk

Analisa kebutuhan air penduduk dapat dihitung dengan jumlah penduduk pada awal pembangunan embung dan umur rencana. Direncanakan umur rencana embung selama 30 tahun. Oleh karena itu dilakukan proyeksi jumlah penduduk untuk 30 tahun ke depan.

Diketahui jumlah penduduk Desa Marvun pada tahun 2014 sebesar 393 jiwa dan laju pertumbuhan penduduk sebesar 1,3%. Berikut adalah hasil proyeksi jumlah penduduk Desa Marvun 30 tahun ke depan.

Tabel 4. 21 Proyeksi Penduduk Desa Marvun

No	Tahun	Proyeksi Jumlah Penduduk (jiwa)		
		Aritmetik	Geometrik	Ekspensial
1	2014	117	117	117
2	2015	119	119	119
3	2016	120	120	120
4	2017	122	122	122
5	2018	123	123	123
6	2019	125	125	125
7	2020	126	126	126
8	2021	128	128	128
9	2022	129	130	130
10	2023	131	131	132
11	2024	132	133	133
12	2025	134	135	135
13	2026	135	137	137
14	2027	137	138	139
15	2028	138	140	140
16	2029	140	142	142
17	2030	141	144	144
18	2031	143	146	146
19	2032	144	148	148

Lanjutan Tabel 4.21

20	2033	146	150	150
21	2034	147	151	152
22	2035	149	153	154
23	2036	150	155	156
24	2037	152	157	158
25	2038	154	160	160
26	2039	155	162	162
27	2040	157	164	164
28	2041	158	166	166
29	2042	160	168	168
30	2043	161	170	171

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

2. Kebutuhan Air Domestik

Kebutuhan air rumah tangga (domestik) dihitung berdasarkan jumlah penduduk tahun rencana yaitu 30 tahun. Perhitungan dilakukan berdasarkan hasil survey pelayanan air baku Embung Ohoi Marvun sebagai berikut.

Tabel 4. 22 Pelayanan Air Baku Embung Ohoi Marvun

No	Uraian	Satuan	Tahun	
			2014	2043
A	<u>PARAMETER YANG DITETAPKAN</u>			
1	Pelayanan			
	- Sambungan Rumah	jiwa/samb	5	5
	- Hidran Umum	jiwa/samb	100	100
2	Faktor Pemakaian			
	- Kebutuhan Harian Maksimum		1.1	1.1
	- Kebutuhan Jam Puncak		1.5	1.5
3	Tingkat Kehilangan Air Akibat Kebocoran	%	15	15

Lanjutan Tabel 4.22

4	Kebutuhan Air Bersih di Daerah Pelayanan - Sambungan Rumah - Hidran Umum Persentase Kebutuhan Non Domestik Dari Kebutuhan Domestik	lt/jiwa/hari lt/jiwa/hari %	60 30 10	60 30 10
B	<u>JUMLAH PENDUDUK DAN TINGKAT PELAYANAN</u>			
1	Jumlah Penduduk	jiwa	117	171
2	Persentase Penduduk Terlayani	%	100	100
3	Jumlah Penduduk Terlayani	jiwa	117	171
4	Tingkat Pelayanan Sambungan Rumah (SR) a. Jumlah Penduduk Terlayani Dengan SR b. Persentase Pelayanan SR c. Penambahan Unit Sambungan SR d. Jumlah Unit Sambungan SR	jiwa % unit unit	82 70 16	119 70 8 24
5	Tingkat Pelayanan Hidran Umum (KU) a. Jumlah Penduduk Terlayani Dengan Hidran Umum b. Persentase Pelayanan Hidran Umum c. Penambahan Unit Sambungan Hidran Umum d. Jumlah Unit Sambungan Hidran Umum	jiwa % unit unit	35 30 0	51 30 0 1
6	Total Persentase Pelayanan	%	100	100

Lanjutan Tabel 4.22

C	<u>KEBUTUHAN AIR</u>			
1	Kebutuhan Domestik			
	- Sambungan Rumah (SR)	lt/det	0.06	0.08
	- Hidran Umum (HU)	lt/det	0.01	0.02
2	Kebutuhan Non Domestik	lt/det	0.01	0.01
3	Kehilangan Air Akibat Kebocoran	lt/det	0.01	0.02
4	Kebutuhan Air			
	Kebutuhan Air Rata-Rata	lt/det	0.09	0.13
		m ³ /dt	0.000	0.000
	Kebutuhan Air Harian Maksimum	lt/det	0.10	0.14
		m ³ /dt	0.000	0.000
	Kebutuhan Jam Puncak	lt/det	0.13	0.19
		m ³ /dt	0.000	0.000

Sumber: Firma ANGLE Consulting Engineering, 2015

Berdasarkan tabel di atas didapatkan data-data sebagai berikut:

Proyeksi penduduk untuk 30 tahun = 171 jiwa

Prosentase pelayanan SR = 70 %

Kebutuhan air di SR = 60 lt/jiwa/hari

Prosentase pelayanan HU = 30 %

Kebutuhan air di HU = 30 lt/jiwa/hari

Akan tetapi karena pertimbangan bahwa Desa Marvun merupakan daerah pedesaan sehingga pelayanan diasumsikan 100% untuk SR dengan kebutuhan air sebesar 60 lt/jiwa/hari.

Sehingga kebutuhan air domestik menjadi:

$Q_{\text{domestik}} = (\text{jumlah target pelayanan SR} \times \text{kebutuhan air di SR})$

$= (100\% \times 171 \text{ jiwa}) \times 60 \text{ lt/jiwa/hari}$

$Q_{\text{domestik}} \approx 10.234,5 \text{ lt/hari}$

3. Kebutuhan Air Non Domestik

Kebutuhan air non domestik diperhitungkan berdasarkan fasilitas-fasilitas yang ada di Desa Marvun. Berikut merupakan tabel hasil survey fasilitas umum yang terdapat di Desa Marvun

Tabel 4. 23 Fasilitas Umum di Desa Marvun

Fasilitas Umum	Jumlah
<u>Pendidikan</u>	
Sekolah Dasar	50
SLTP	50
SLTA	80
<u>Kesehatan</u>	
Rumah Sakit	0
Puskesmas	1
<u>Tempat Ibadah</u>	
Masjid	0
Musholah	0
Gereja	1
Vihara	0
<u>Perdagangan</u>	
Pasar	1
Toko/kios	5
Hotel	0

Sumber: Firma ANGLE Consulting Engineering, 2015

Tabel 4. 24 Jumlah Kebutuhan Air Pada Setiap Fasilitas

No	Fasilitas	Jumlah	Satuan	No	Fasilitas	Jumlah	Satuan
1	Sekolah	10	l/murid/hari	5	Masjid	3000	l/hari
2	Rumah Sakit	5000	l/hari	6	Pasar	12000	l/ha/hari
3	Puskesmas	2000	l/hari	7	Industri	10	l/hari
4	Hotel	150	l/hari	8	Mushola	2000	l/hari

Sumber: Firma ANGLE Consulting Engineering, 2015

Berdasarkan tabel 4. 23 dan tabel 4. 24 seluruh kebutuhan pada setiap fasilitas ditotal dan didapatkan kebutuhan air non domestik sebesar 6.260 liter/ hari.

4. Kehilangan Air

Perhitungan kehilangan air diperkirakan sebesar 30% dari kebutuhan air yang telah dihitung (kebutuhan domestik dan kebutuhan non domestik). Besar kehilangan air adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q_{\text{kehilangan}} &= 30\% \times (Q_{\text{domestik}} + Q_{\text{non domestik}}) \\ &= 30\% \times (10.234,5 + 6.260) \\ &= 4.948,3 \text{ liter/hari} \end{aligned}$$

Sehingga besar kebutuhan air adalah total kebutuhan air (domestik dan non domestik) ditambahkan dengan persiapan besar kehilangan air 30%.

$$\begin{aligned} \text{Total kebutuhan air} &= 10.234,5 + 6.260 + 4.948,3 \\ &= 21.442,8 \text{ liter/hari} \\ &= 0,25 \text{ liter/detik} \\ &= 0,00025 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

4.9.2. Pola Tanam

Analisa pola tanam dilakukan untuk mengetahui kebutuhan air untuk irigasi. Hanya 1 jenis pola tanam yang dianalisa yaitu Palawija-Pawija-Palawija. Hal tersebut dilakukan dengan pertimbangan luas DAS yang kecil dan prioritas utama pelayanan Embung Ohoi Marvun untuk pemenuhan kebutuhan air baku. Hasil analisa pola tanam dengan debit andalan rerata ditunjukkan pada tabel 4.25. Setelah dilakukan analisa pola tanam kemudian dilakukan simulasi Embung Ohoi Marvun untuk mengetahui apakah kebutuhan untuk irigasi mampu dilayani.

Tabel 4. 25 Pola Tanam Palawija-Palawija-Palawija

NO	URAIAN	SATUAN	OKT		NOP		DES		JAN		PEB	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
			15	16	15	15	15	16	15	16	14	14
			<div> <div>PL</div> <div>PALAWIJA</div> </div>									
1	ET	mm/hr	7.02	7.02	5.74	5.74	4.53	4.53	5.25	5.25	5.36	5.36
2	Koefisien Tanam (Kc)	mm/hr			0.50	0.59	0.96	1.05	1.02	0.95		
	Koefisien Tanam (Kc)					0.50	0.59	0.96	1.05	1.02		
	Rerata				0.50	0.55	0.78	1.01	1.04	0.99		
3	Et Crop	mm/hr			2.87	3.13	3.51	4.55	5.43	5.17	5.09	
4	Penyiapan lahan	mm/hr										
5	Perkolasi & rembesan	mm/hr	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
6	Evaporasi during LP	mm/hr										
7	Water layer replacement	mm/hr										
8	Total crop water requirement	mm/hr	2.00	2.00	4.87	5.13	5.51	6.55	7.43	7.17	7.09	2.00
9	R80	mm/0.5bln	0.00	3.00	3.00	43.00	44.0	141.0	82.0	110.0	51.00	65.00
10	Effektif rainfall	mm/hr	0.00	0.13	0.14	2.01	2.05	6.17	3.83	4.81	2.55	3.25
11	Net. field requirement	mm/hr	2.00	1.87	4.73	3.12	3.46	0.38	3.60	2.36	11.91	11.21
12	Net. field requirement	l/dt/ha	0.23	0.22	0.55	0.36	0.40	0.04	0.42	0.27	1.38	1.30
13	Diversion Requirement	l/dt/ha	0.36	0.33	0.84	0.56	0.62	0.07	0.64	0.42	2.12	2.00

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Lanjutan Tabel 4.25

MAR		APR		MEI		JUN		JUL		AGS		SEP		KETERANGAN
I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	
15	16	15	15	15	16	15	15	15	16	15	16	15	15	
PALAWIJA						PL		PALAWIJA						
4.98	4.98	4.60	4.60	4.81	4.81	4.76	4.76	5.29	5.29	6.36	6.36	6.87	6.87	
0.50	0.59	0.96	1.05	1.02	0.95		0.50	0.59	0.96	1.05	1.02	0.95		
	0.50	0.59	0.96	1.05	1.02	0.95		0.50	0.59	0.96	1.05	1.02	0.95	
0.50	0.55	0.78	1.01	1.04	0.99	0.95	0.50	0.55	0.78	1.01	1.04	0.99	0.95	
2.49	2.71	3.56	4.62	4.98	4.74	4.52	2.38	2.88	4.10	6.39	6.58	6.77	6.52	
2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
4.49	4.71	5.56	6.62	6.98	6.74	6.52	4.38	4.88	6.10	8.39	8.58	8.77	8.52	(3+4+5+6+7)
124.0	67.00	65.00	37.00	54.00	27.00	20.00	34.00	8.00	3.00	3.00	0.00	0.00	1.00	
5.79	2.93	3.03	1.73	2.52	1.18	0.93	1.59	0.37	0.13	0.14	0.00	0.00	0.05	0.7 x (9) / hari
0.00	1.78	2.53	4.89	4.46	5.56	5.58	2.79	4.51	5.97	8.25	8.58	8.77	8.48	
0.00	0.21	0.29	0.57	0.52	0.64	0.65	0.32	0.52	0.69	0.95	0.99	1.01	0.98	(11) / 8.64
0.00	0.32	0.45	0.87	0.79	0.99	0.99	0.50	0.80	1.06	1.47	1.53	1.56	1.51	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

4.10. Perhitungan Kesenimbangan Air

Diketahui data sebelumnya adalah sebagai berikut:

$$\text{Tampungan efektif} = 22.138,50 \text{ m}^3$$

$$\text{Tampungan efektif} = 125.451,50 \text{ m}^3$$

$$\text{Luas genangan (elev. +23,00)} = 69.650 \text{ m}^2$$

Dilakukan simulasi untuk mengetahui kebutuhan apa saja yang dapat terpenuhi dengan menggunakan debit andalan yang tersedia. Pada simulasi yang ditunjukkan pada tabel 4.26 dilakukan analisa pemenuhan kebutuhan menggunakan debit andalan rerata dengan jenis kebutuhan yang akan dipenuhi adalah irigasi dan air baku. Sehingga pada simulasi dapat diketahui dengan debit andalan rerata, kebutuhan air irigasi dengan pola tanam palawija-palawija-palawija dapat dipenuhi untuk luas lahan 5 ha dan kebutuhan air baku sebesar 0,00025 m³/detik.

Tabel 4. 26 Kesetimbangan Air Embung Ohoi Marvun

Bul	Per	JH	Kebutuhan Air Irigasi		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi dan Perkolasi (m ³)	Volume Kebutuhan Total (m ³)	Vol Andalan (m ³)	defisit m ³	S _{i+1} m ³	S akhir prd m ³	Spillout m ³	Ket
			(m ³ /dt)	m ³	(m ³ /dt)	m ³								
												125,451.5		
Jan	1	15	0.003	4,158.6	0.00025	321.6	6,735.7	11,216.0	30,359.8	19,143.9	144,595.4	125,451.5	19143.9	Cukup
	2	16	0.002	2,899.6	0.00025	343.1	7,184.7	10,427.5	32,383.8	21,956.4	147,407.9	125,451.5	21956.4	Cukup
Feb	1	15	0.011	13,744.4	0.00025	321.6	6,852.9	20,919.0	33,331.3	12,412.3	137,863.8	125,451.5	12412.3	Cukup
	2	13	0.010	11,211.8	0.00025	278.8	5,939.2	17,429.8	28,887.1	11,457.3	136,908.8	125,451.5	11457.3	Cukup
Mar	1	15	0.000	0.0	0.00025	321.6	6,454.5	6,776.2	46,103.5	39,327.4	164,778.9	125,451.5	39327.4	Cukup
	2	16	0.002	2,193.0	0.00025	343.1	6,884.8	9,420.9	49,177.1	39,756.2	165,207.7	125,451.5	39756.2	Cukup
Apr	1	15	0.002	2,916.9	0.00025	321.6	6,054.6	9,293.1	43,789.6	34,496.4	159,947.9	125,451.5	34496.4	Cukup
	2	15	0.004	5,644.1	0.00025	321.6	6,054.6	12,020.3	43,789.6	31,769.2	157,220.7	125,451.5	31769.2	Cukup
May	1	15	0.004	5,142.8	0.00025	321.6	6,277.7	11,742.1	24,958.8	13,216.7	138,668.2	125,451.5	13216.7	Cukup
	2	16	0.005	6,837.4	0.00025	343.1	6,696.2	13,876.6	26,622.7	12,746.0	138,197.5	125,451.5	12746.0	Cukup
Jun	1	15	0.005	6,444.2	0.00025	321.6	6,222.7	12,988.5	19,508.4	6,519.8	131,971.3	125,451.5	6519.8	Cukup
	2	15	0.002	3,220.8	0.00025	321.6	6,222.7	9,765.2	19,508.4	9,743.2	135,194.7	125,451.5	9743.2	Cukup
Jul	1	15	0.004	5,205.0	0.00025	321.6	6,782.9	12,309.6	3,524.5	-8,785.1	116,666.4	116,666.4	0.0	Cukup
	2	16	0.005	7,348.1	0.00025	343.1	7,235.1	14,926.3	3,759.5	-11,166.8	105,499.6	105,499.6	0.0	Cukup
Aug	1	15	0.007	9,519.0	0.00025	321.6	7,896.2	17,736.9	2,062.5	-15,674.4	89,825.2	89,825.2	0.0	Cukup
	2	16	0.008	10,560.7	0.00025	343.1	8,422.6	19,326.4	2,199.9	-17,126.4	72,698.7	72,698.7	0.0	Cukup
Sep	1	15	0.008	10,113.8	0.00025	321.6	8,429.4	18,864.8	2,274.6	-16,590.2	56,108.6	56,108.6	0.0	Cukup
	2	15	0.008	9,782.6	0.00025	321.6	8,429.4	18,533.6	2,274.6	-16,259.0	39,849.6	39,849.6	0.0	Cukup
Oct	1	15	0.001	1,659.3	0.00025	321.6	8,588.2	10,569.2	1,214.4	-9,354.7	30,494.9	30,494.9	0.0	Cukup
	2	16	0.003	4,231.0	0.00025	343.1	9,160.8	13,734.9	1,295.4	-12,439.5	18,055.4	18,055.4	0.0	Cukup
Nov	1	15	0.004	5,727.8	0.00025	321.6	7,245.9	13,295.4	9,452.2	-3,843.1	14,212.3	14,212.3	0.0	Cukup
	2	15	0.007	8,711.3	0.00025	321.6	7,245.9	16,278.9	9,452.2	-6,826.6	7,385.6	7,385.6	0.0	Cukup
Dec	1	15	0.007	9,698.7	0.00025	321.6	5,983.9	16,004.3	55,073.1	39,068.9	46,454.5	46,454.5	0.0	Cukup
	2	16	0.007	10,213.7	0.00025	343.1	6,382.9	16,939.6	58,744.7	41,805.0	88,259.6	88,259.6	0.0	Cukup

4.11. Flood Routing

Perhitungan *flood routing* menggunakan hidrograf inflow Metode Nakayasu dengan periode ulang 100 tahun. Puncak pelimpah direncanakan pada elevasi muka air pada saat tampungan efektif terjadi yaitu pada elevasi +23,00 m. Sedangkan dasar embung direncanakan pada elevasi +15,00 m. Direncanakan tinggi jagaan sebesar 2 m sehingga elevasi puncak embung terdapat pada elevasi +25,00 m dan tinggi embung adalah 10 m. direncanakan lebar mercu pelimpah (B) adalah 4 m. Koefisien limpasan C tergantung pada DAS Embung Ohoi Marvun adalah 2,20 dengan $\Delta t = 3600$ detik.

Sebelum analisa *flood routing* terlebih dahulu dilakukan perhitungan untuk mendapatkan hubungan antara elevasi, besar tampungan dan debit outflow seperti berikut.

Tabel 4. 27 Hubungan Antara Elevasi-Tampungan-Outflow (H-S-Q)

Elevasi	H	Q	Q/2	V(S0)	S	S - (dt.Q/2)	S + (dt.Q/2)
M	m	m ³ /dt	m ³ /dt	(10 ³)m ³	m ³	(10 ³)m ³	(10 ³)m ³
+ 23.00	0.00	0.00	0.00	147.59	0.00	0.00	0.00
+ 23.10	0.10	0.28	0.14	155.42	7.83	7.33	8.33
+ 23.20	0.20	0.79	0.39	163.26	15.67	14.25	17.08
+ 23.30	0.30	1.45	0.72	171.09	23.50	20.89	26.10
+ 23.40	0.40	2.23	1.11	178.92	31.33	27.32	35.34
+ 23.50	0.50	3.11	1.56	186.75	39.16	33.56	44.76
+ 23.60	0.60	4.09	2.04	194.59	47.00	39.63	54.36
+ 23.70	0.70	5.15	2.58	202.42	54.83	45.55	64.10
+ 23.80	0.80	6.30	3.15	210.25	62.66	51.33	73.99
+ 23.90	0.90	7.51	3.76	218.08	70.49	56.97	84.02
+ 24.00	1.00	8.80	4.40	225.92	78.33	62.49	94.17
+ 24.10	1.10	10.15	5.08	235.27	87.68	69.40	105.95
+ 24.20	1.20	11.57	5.78	244.62	97.03	76.20	117.85
+ 24.30	1.30	13.04	6.52	253.97	106.38	82.90	129.86
+ 24.40	1.40	14.58	7.29	263.32	115.73	89.49	141.97

Lanjutan Tabel 4.27

+	24.50	1.50	16.17	8.08	272.67	125.08	95.98	154.18
+	24.60	1.60	17.81	8.90	282.02	134.43	102.37	166.49
+	24.70	1.70	19.51	9.75	291.37	143.78	108.67	178.89
+	24.80	1.80	21.25	10.63	300.72	153.13	114.88	191.38
+	24.90	1.90	23.05	11.52	310.07	162.48	121.00	203.97
+	25.00	2.00	24.89	12.45	319.42	171.83	127.03	216.64

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Contoh perhitungan sebagai berikut:

$$H = 0,1 \text{ m}$$

$$C = 2,20$$

$$Q = C \times B \times H^{3/2}$$

$$= 2,20 \times 4 \times (0,1)^{3/2}$$

$$= 0,28 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q/2 = 0,14 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$\text{Volume} +23,10 = 155,42 \times 10^3 \text{ m}^3$$

$$S = \text{Vol} +23,10 - \text{Vol} +23,00$$

$$= 155,42 \times 10^3 - 147,59 \times 10^3$$

$$= 7,83 \times 10^3 \text{ m}^3$$

$$S - \Delta t \cdot Q/2 = 7,83 \times 10^3 \text{ m}^3 - (3600 \text{ detik} \times 0,14 \text{ m}^3/\text{detik})$$

$$= 7,33 \times 10^3$$

$$S + \Delta t \cdot Q/2 = 7,83 \times 10^3 \text{ m}^3 + (3600 \text{ detik} \times 0,14 \text{ m}^3/\text{detik})$$

$$= 8,33 \times 10^3$$

Keterangan :

$$Q = \text{outflow waduk (m}^3/\text{detik)}$$

$$S_0 = \text{besarnya tampungan (storage) waduk (m}^3\text{)}$$

$$S = \text{besarnya tampungan (storage) waduk (m}^3\text{) di atas elevasi puncak pelimpah}$$

$$C = \text{koefisien limpasan} = 2,20$$

Setelah mendapatkan hubungan antara elevasi, tampungan dan outflow, selanjutnya dilakukan analisa *routing* sehingga didapatkan hubungan antara debit inflow dengan debit

outflow. Analisa perhitungan routing dapat dilihat pada tabel 4.28.

Tabel 4. 28 Hasil Analisa *Flood Routing*

t	Inf	i rata ²	I.dt	S- $\Delta t.Q/2$	S+ $\Delta t.Q/2$	El	Q _{outflow}
jam	m ³ /dt	m ³ /dt	(10 ³) m ³ /dt	(10 ³) m ³	(10 ³) m ³		m ³ /dt
0.00	0.00					23.00	0.00
		4.04	14.56	0.00	14.56		
0.47	8.09					23.40	2.23
		5.79	20.84	14.56	35.40		
1.00	3.49					23.40	2.24
		2.24	8.07	27.36	35.43		
2.00	1.00					23.34	1.77
		0.70	2.51	27.39	29.90		
3.00	0.40					23.28	1.33
		0.28	0.99	23.54	24.53		
4.00	0.15					23.23	1.01
		0.11	0.38	19.74	20.12		
5.00	0.06					23.19	0.76
		0.04	0.15	16.49	16.63		
6.00	0.02					23.16	0.60
		0.01	0.05	13.89	13.95		
7.00	0.01					23.14	0.48
		0.01	0.02	11.77	11.79		
8.00	0.00					23.12	0.38
		0.00	0.01	10.06	10.07		
9.00	0.00					23.10	0.30
		0.00	0.00	8.70	8.71		
10.00	0.00					23.09	0.25
		0.00	0.00	7.63	7.63		
11.00	0.00					23.08	0.22
		0.00	0.00	6.71	6.71		

Lanjutan Tabel 4.28

12.00	0.00					23.07	0.20
		0.00	0.00	5.90	5.90		
13.00	0.00					23.06	0.17
		0.00	0.00	5.19	5.19		
14.00	0.00					23.05	0.15
		0.00	0.00	4.57	4.57		
15.00	0.00					23.05	0.13
		0.00	0.00	4.02	4.02		
16.00	0.00					23.04	0.12
		0.00	0.00	3.54	3.54		
17.00	0.00					23.04	0.10
		0.00	0.00	3.11	3.11		
18.00	0.00					23.03	0.09
		0.00	0.00	2.74	2.74		
19.00	0.00					23.03	0.08
		0.00	0.00	2.41	2.41		
20.00	0.00					23.03	0.07
		0.00	0.00	2.12	2.12		
21.00	0.00					23.02	0.06
		0.00	0.00	1.86	1.86		
22.00	0.00					23.02	0.05
		0.00	0.00	1.64	1.64		
23.00	0.00					23.02	0.05
		0.00	0.00	1.44	1.44		
24.00	0.00						
		0.00	0.00	8.70	8.71		

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Dari hasil analisa dapat diketahui bahwa maksimum debit outflow adalah sebesar 2,24 m³/detik dengan elevasi tinggi banjir adalah +23,40 m.

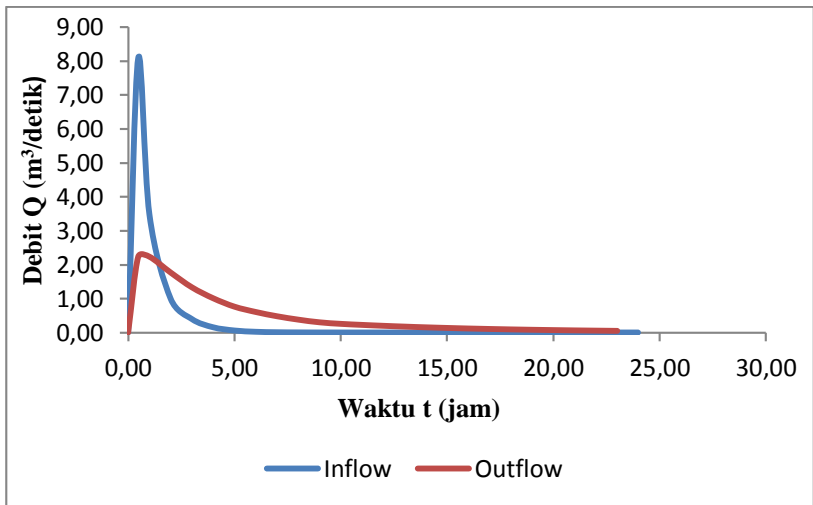
Perhitungan faktor reduksi banjir dapat dicari dengan perumusan sebagai berikut:

$$\text{Faktor reduksi banjir (\%)} = \frac{I_{maks} - O_{maks}}{I_{maks}} \times 100\%$$

Dimana $I_{maks} = 8,09 \text{ m}^3/\text{detik}$ dan $O_{maks} = 2,24 \text{ m}^3/\text{detik}$ maka,

$$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi banjir (\%)} &= \frac{8,09 - 2,24}{8,09} \times 100\% \\ &= 72,37\% \end{aligned}$$

Hasil analisa *flood routing* menunjukkan bahwa banjir yang mampu direduksi sebesar 72,37% dari banjir rencana. Dengan demikian embung yang direncanakan efektif untuk pengendali banjir atau dengan kata lain efektif sebagai tampungan air yang kemudian dapat dimanfaatkan sebagai sarana pemenuhan kebutuhan masyarakat.



Gambar 4. 3 Grafik *Flood Routing* dengan Q100 Tahun
Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

4.12. Perencanaan Bangunan Pelimpah

Tinggi mercu pelimpah direncanakan pada elevasi muka air terjadi volume tampungan efektif yaitu +23,00 m. pada perencanaan bangunan pelimpah direncanakan menggunakan debit banjir rencana (*outflow*) 100 tahun sebesar 2,24 m³/detik pada elevasi +23,40 m.

Bagian-bagian dari bangunan pelimpah yang direncanakan adalah:

- Penampang mercu pelimpah
- Saluran transisi
- Saluran peluncur
- Bangunan peredam energi
- Kontrol stabilitas bangunan pelimpah

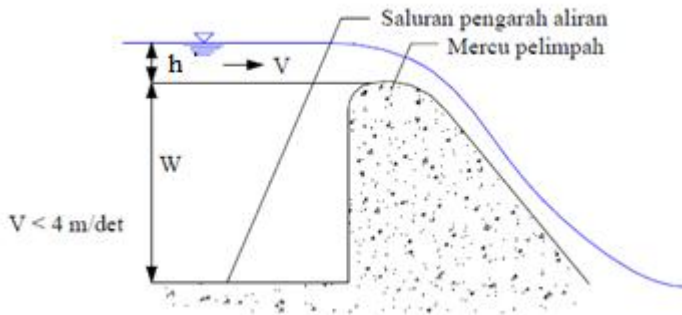
4.12.1. Mercu Bangunan Pelimpah

Tahap-tahap dalam merencanakan penampang mercu pelimpah adalah:

- Menentukan kedalaman saluran pengarah
- Menghitung kedalaman kecepatan pada saluran pengarah
- Menghitung koordinat penampang mercu pelimpah
- Analisa hidrolis mercu pelimpah

1. Kedalaman Saluran Pengarah

Saluran pengarah dimaksudkan agar aliran air senantiasa dalam kondisi hidrolika yang baik dengan mengatur kecepatan alirannya tidak melebihi 4 m/detik (Suyono Sosrodarsono, 2002).



Gambar 4. 4 Kedalaman Saluran Pengarah Terhadap Puncak Mercu

Pada hasil analisa *flood routing* didapatkan data sebagai berikut:

Elevasi mercu pelimpah	= +23,00	m
Elevasi muka air di atas pelimpah	= +23,40	m
Ketinggian air di atas mercu (h)	= 0,40	m
Debit yang melewati pelimpah (Q)	= 2,24	m ³ /detik
Lebar ambang mercu pelimpah (B)	= 4	m

Maka :

$$W \geq \left(\frac{1}{5} x h \right) \quad (\text{Suyono Sosrodarsono, 2002})$$

$$W \geq \left(\frac{1}{5} x 0,40 \right)$$

$$W \geq 0,08$$

Diambil $W = 1 \text{ meter}$

$$Q = V \times A$$

$$V = Q / A$$

$$= Q / [(W+h) \times B]$$

$$= 2,24 / [(1+0,40) \times 4]$$

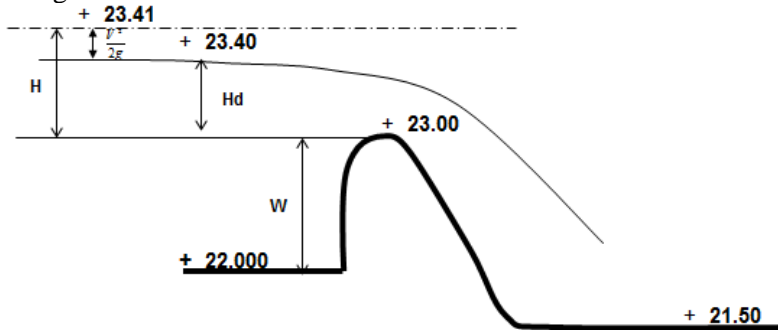
$$V = 0,4 \text{ m/detik} < 4 \text{ m/detik} \quad (\text{OK})$$

2. Kedalaman Aliran (Hd)

Data-data untuk menghitung Hd adalah sebagai berikut:

Elevasi mercu pelimpah	= +23,00 m
Tinggi mercu pelimpah (W)	= 1 m
Elevasi apron hulu	= +22,00 m
Debit yang melewati pelimpah	= 2,24 m ³ /detik
Lebar pelimpah (L')	= 4 m
Koef. kontraksi pilar (Kp)	= 0,02
Koef. kontraksi dinding samping (Ka)	= 0,1

Data tersebut di atas dapat diilustrasikan pada gambar sebagai berikut:



Gambar 4. 5 Ilustrasi Kedalaman Aliran Pada Mercu Pelimpah

$$Q = C_d \times L_{eff} \times H^{2/3}$$

$$L_{eff} = L' - 2(N.K_p + K_a)H$$

$$C_d = 2,20 - 0,0416 \left(\frac{H_d}{W} \right)^{0,99}$$

Dilakukan cara *trial and error* untuk mengetahui besar nilai Hd.

$$C_d = 2,20 - 0,0416 \left(\frac{H_d}{1} \right)^{0,99}$$

Dicoba memasukkan nilai $H_d = 0,4$ sehingga

$$\begin{aligned} C_d &= 2,20 - 0,0416 \left(\frac{0,4}{1} \right)^{0,99} \\ &= 2,2 \end{aligned}$$

Ketika $H=H_d$, kontrol C_d menggunakan rumus C berikut:

$$C = 1,60 \left(\frac{1 + 2a \frac{H}{H_d}}{1 + a \frac{H}{H_d}} \right)^{0,99}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= \left(\frac{C_d - 1,6}{2 \times 1,6 - C_d} \right); \\ &= \left(\frac{2,2 - 1,6}{2 \times 1,6 - 2,2} \right) \\ &= 0,6 \end{aligned}$$

Pada saat $H=H_d$ dan $C=C_d$ maka:

$$\begin{aligned} C &= 1,60 \left(\frac{1 + 2 \times 0,6 \frac{0,4}{0,4}}{1 + 0,6 \times \frac{0,4}{0,4}} \right)^{0,99} \\ &= 2,2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{eff} &= 4 - 2((0 \times 0,02) + 0,1) \times 0,4 \\ &= 3,92 \text{ meter} \end{aligned}$$

Kontrol dengan menggunakan rumus H:

$$H = \left(\frac{Q}{C_d \times L_{eff}} \right)^{2/3}$$

$$= \left(\frac{2,24}{2,2 \times 3,92} \right)^{2/3} = 0,41$$

Didapatkan $H = 0,41$ m

Kontrol dengan menggunakan rumus Q:

$$\begin{aligned} Q &= 2,2 \times 3,92 \times 0,41^{3/2} \\ &= 2,24 \text{ m}^3/\text{detik (OK)} \end{aligned}$$

Dipakai $H = 0,41$ m. Jika $H \neq H_d$ maka besar H_d dapat diketahui dengan menghitung $V^2/2g$ terlebih dahulu seperti pada berikut:

$$\begin{aligned} V &= Q / A \\ &= Q / (L_{eff} \times (W + H)) \\ &= 2,24 / (3,92 \times (1 + 0,41)) \\ &= 0,41 \text{ m/detik} \end{aligned}$$

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{0,41^2}{2 \times 9,81} = 0,008 \text{ m}$$

Jadi besar $H_d = H - V^2/2g = 0,41 - 0,008 = 0,4$ meter

3. Penampang Mercu Pelimpah

Digunakan rumus lengkung Harold sebagai berikut:

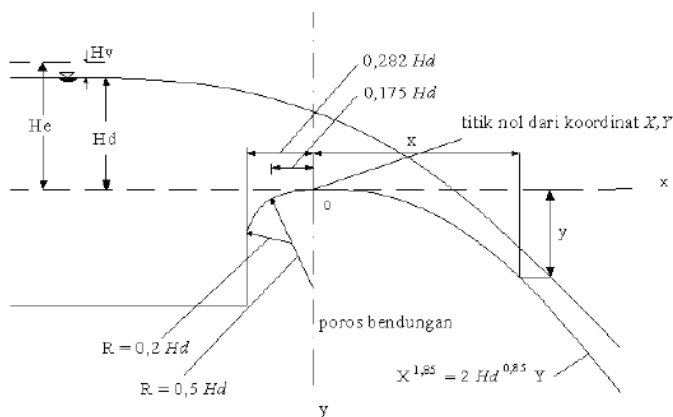
$$X^{1,85} = 2 \times h_d^{0,85} \times Y$$

Dimana :

X = jarak horisontal dari titik tertinggi mercu embung

Y = jarak vertikal dari titik tertinggi mercu embung ke titik di permukaan mercu sebelah hilir

H_d = tinggi air di atas mercu



Gambar 4. 6 Bentuk Mercu Pelimpah Tipe Ogee I

Sumber: Soedibyo, 2003

Diketahui data dari analisa sebelumnya:

Elevasi mercu pelimpah = 23,00 m

Elevasi apron hulu pelimpah = 22,00 m

Elevasi apron hilir pelimpah = 21,50 m

Tinggi air di atas pelimpah = 0,257 m

Dengan:

 $0,282 H_d = 0,11 \text{ m}$ $R_1 = 0,5 H_d = 0,20 \text{ m}$ $R_2 = 0,2 H_d = 0,08 \text{ m}$

Hasil dari perhitungan lengkung Harold ditabelkan pada tabel 4.29.

Tabel 4. 29 Koordinat Lengkung Pelimpah

X m	Y m	Elevasi
0	0	23.00
0.28	0.15	22.85
0.41	0.3	22.55
0.51	0.45	22.10
0.59	0.6	21.50

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

4. Analisa Hidrolis Pelimpah

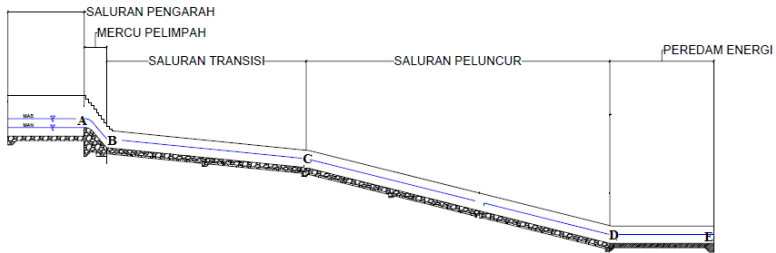
Direncanakan saluran pelimpah terletak pada elevasi sebagai berikut:

Elevasi A = +23,00 m

Elevasi B = +21,50 m

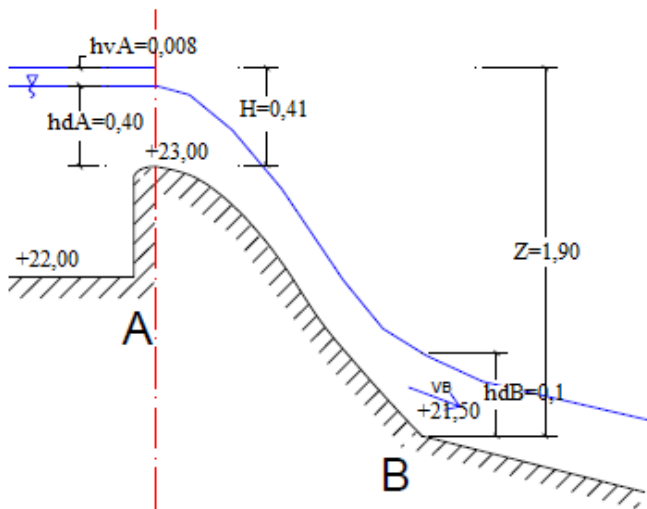
Elevasi C = +19,00 m

Elevasi D = +15,00 m



Gambar 4. 7 Rencana Saluran Pada Bangunan Pelimpah

Di titik A:



Gambar 4. 8 Skema Aliran Pada Mercu Pelimpah

Diketahui data sebagai berikut:

Kecepatan aliran (V)	= 0,41 m/detik
Tinggi tekanan kecepatan aliran (hv)	= 0,008 m
Tinggi aliran (hdA)	= 0,40 m
Tinggi aliran (H)	= 0,41 m
Tinggi jatuh air (z)	= 1,91 m
Kecepatan aliran pada kaki pelimpah (Vb):	

$$V_b = \sqrt{2g \left(z - \frac{1}{2} H \right)}$$

$$= \sqrt{2 \times 9,81 \left(1,91 - \frac{1}{2} \times 0,41 \right)}$$

$$V_b = 5,78 \text{ m/detik}$$

$$h_{vb} = \frac{V^2}{2g} = \frac{5,78^2}{2 \times 9,81} = 1,70 \text{ m}$$

Elevasi muka air pada kaki pelimpah:

$$Q = V \times A$$

$$2,24 = 5,78 \times (4 \times hdB)$$

$$hdB = 0,10 \text{ meter}$$

$$Hb = hdB + hvB$$

$$= 0,10 + 1,70$$

$$= 1,80 \text{ meter}$$

Angka *Froude* di titik B:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g x hdB}} = \frac{5,78}{\sqrt{9,81 \times 0,10}} = 5,94$$

4.12.2. Saluran Transisi

Direncanakan saluran transisi seperti yang diilustrasikan pada gambar 4.7 dengan data sebagai berikut:

Elevasi hulu saluran	= +21,50 m
Elevasi hilir saluran	= +19,00 m
Beda tinggi saluran (ΔH)	= 2,50 m

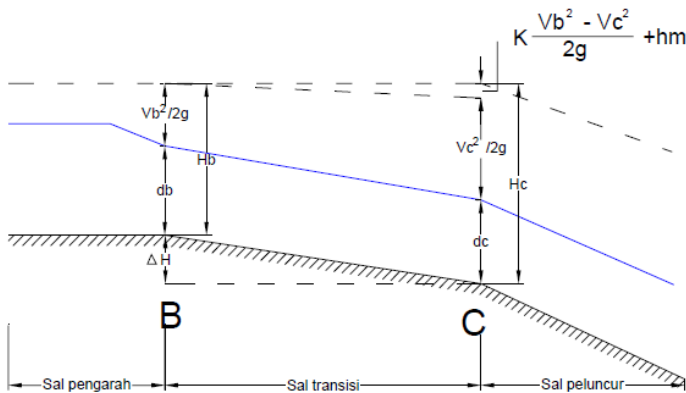
$$\text{Kemiringan rencana saluran (S)} = 0,20$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak titik B ke C (L')} &= \Delta H/S \\ &= 13,70\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Panjang saluran transisi (L)} &= \sqrt{(L')^2 + (\Delta H)^2} \\ &= \sqrt{(13,7)^2 + (2,5)^2} \\ &= 13,9 \text{ m}\end{aligned}$$

Sehingga dipakai panjang salurang transisi (L) = 14 m.

Kondisi hidrolis pada saluran transisi yaitu titik B dan C diilustrasikan pada gambar berikut



Gambar 4. 9 Ilustrasi Saluran Transisi

Tinggi garis energi di C (H_c):

$$\frac{V_b^2}{2g} = \frac{5,78^2}{2 \times 9,81} = 1,70m$$

$$H_c = \frac{V_b^2}{2g} + hdb + \Delta H$$

$$H_c = 1,70 + 0,10 + 2,5$$

$$H_c = 4,30m$$

Tinggi air di C (hdC):

$$H_c = hdC + \frac{V_c^2}{2g} + K \frac{V_b^2 - V_c^2}{2g} + hm$$

$$hm = L \times \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}}$$

Dipakai $n = 0,011$ (beton acian) dan $K = 0,1$

Didapatkan V_c dengan melakukan *trial and error* seperti berikut:

Dicoba $V_c = 9$ m/detik

$$\begin{aligned} Q &= V_c \times A \\ 2,24 &= 9 \times (4 \times hdC) \\ hdC &= 0,06 \text{ meter} \end{aligned}$$

$$hm = 14 \times \frac{2,24^2 \times 0,011^2}{(4 \times 0,06)^2 \left(\frac{4 \times 0,06}{4 + 2 \times 0,06} \right)^{4/3}} = 0,003 \text{ meter}$$

$$H_c = hdC + \frac{V_c^2}{2g} + K \frac{V_b^2 - V_c^2}{2g} + hm$$

$$4,30 = 0,06 + 4,128 + (-0,243) + 0,003$$

$$4,30 \approx 3,95 \text{ (OK)}$$

Sehingga didapatkan besar $V_c = 9$ m/detik

Angka *Froude* di titik C:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \times hdC}} = \frac{9}{\sqrt{9,81 \times 0,06}} = 11,53$$

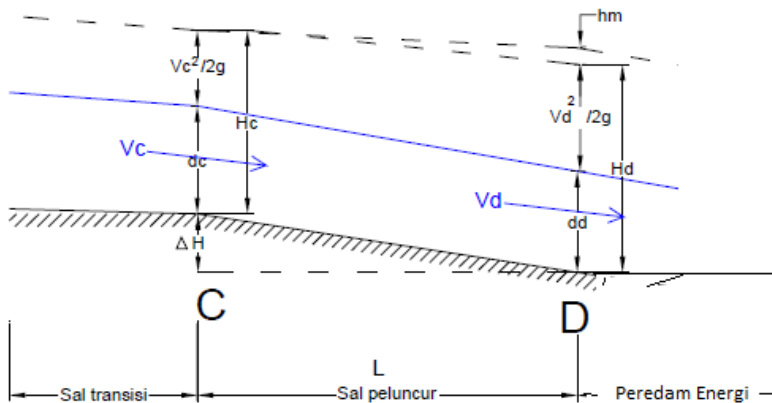
4.12.3. Saluran Peluncur

Direncanakan saluran peluncur seperti yang diilustrasikan pada gambar 4.7 dengan data sebagai berikut:

Elevasi hulu saluran	= +19,00 m
Elevasi hilir saluran	= +15,00 m
Beda tinggi saluran (ΔH)	= 4 m
Kemiringan rencana saluran (S)	= 0,70
Jarak titik C ke D (L')	= $\Delta H/S$
	= 5,70
Panjang saluran peluncur (L)	= $\sqrt{(L')^2 + (\Delta H)^2}$
	= $\sqrt{(5,7)^2 + (4)^2}$
	= 7 m

Sehingga dipakai panjang salurang peluncur (L) = 7 m.

Analisis hidrolis di titik D:



Gambar 4. 10 Skema Penampang Memanjang Aliran Pada Salurang Peluncur

Tinggi garis energi di D (H_d):

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{9^2}{2 \times 9,81} = 4,13m$$

$$H_d = \frac{V_c^2}{2g} + h_d C + \Delta H$$

$$H_d = 4,13 + 0,06 + 4$$

$$H_d = 8,19m$$

Tinggi air di D (hdD):

$$H_d = hdD + \frac{V_d^2}{2g} + K \frac{V_c^2 - V_d^2}{2g} + hm$$

$$hm = L \times \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}}$$

Didapatkan Vd dengan melakukan *trial and error* seperti berikut:

Dicoba Vd = 9,5 m/detik

$$\begin{aligned} Q &= Vd \times A \\ 2,24 &= 9,5 \times (4 \times hdD) \\ hdD &= 0,1 \text{ meter} \end{aligned}$$

$$hm = 7 \times \frac{2,24^2 \times 0,011^2}{(4 \times 0,1)^2 \left(\frac{4 \times 0,1}{4 + 2 \times 0,1} \right)^{4/3}} = 3,46m$$

$$H_d = hdD + \frac{V_d^2}{2g} + K \frac{V_c^2 - V_d^2}{2g} + hm$$

$$8,19 = 0,1 + 4,6 + (-0,047) + 3,46$$

$$7,30 \approx 6,8 \text{ (OK)}$$

Sehingga didapatkan besar Vd = 9,5 m/detik

Angka *Froude* di titik D:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \times hdD}} = \frac{9,5}{\sqrt{9,81 \times 0,1}} = 12,51$$

4.12.4. Tinggi Loncatan Hidraulik

Tinggi loncatan hidraulik perlu diperhitungkan untuk merencanakan kolam olak pada peredam energi.

Diketahui data hidrolis pada titik D dari perhitungan sebelumnya adalah:

Kedalaman air di D (hd_D) = 0,1 m

Kecepatan aliran di titik D (V_d) = 9,5 m/detik

Angka *Froude* di titik D = 12,51

Tinggi loncatan air di titik E dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$\begin{aligned} hd_E/hd_D &= \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right) \\ hd_E &= \frac{1}{2} \times hd_D \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right) \\ &= \frac{1}{2} \times 0,1 \left(\sqrt{1 + 8 \times (12,51)^2} - 1 \right) \\ &= 1,01 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga tinggi loncatan air di titik E adalah 1,01 m

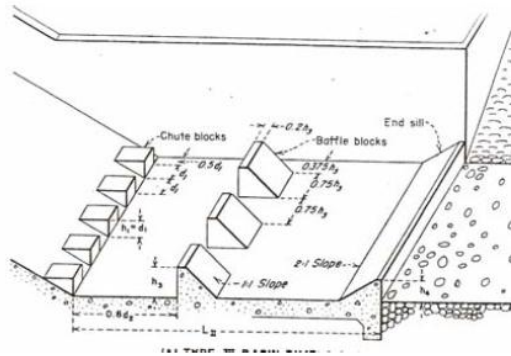
4.12.5. Bangunan Peredam Energi

Data-data yang diperlukan dalam perhitungan kolam olak adalah sebagai berikut:

- Kecepatan awal loncatan (V) = 9,5 m/detik
- Percepatan gravitasi (g) = 9,81 m/detik
- Lebar saluran (B) = 4 meter
- Debit per lebar (q) = Q/B
= 2,24/4
= 0,56 m³/det/m'

Sehingga dipakai kolam olak USBR Tipe III dikarenakan memenuhi persyaratan berikut:

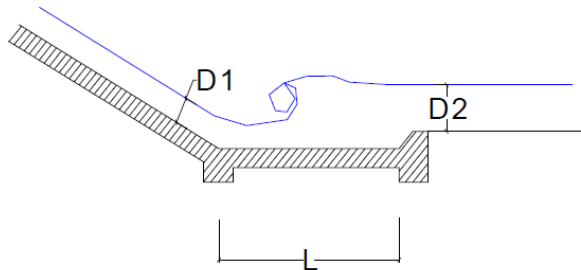
- $q < 18,5 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}'$
- $V < 18 \text{ m}/\text{det}$
- Angka *Froude* $> 4,5$



Gambar 4. 11 Kolam Olak

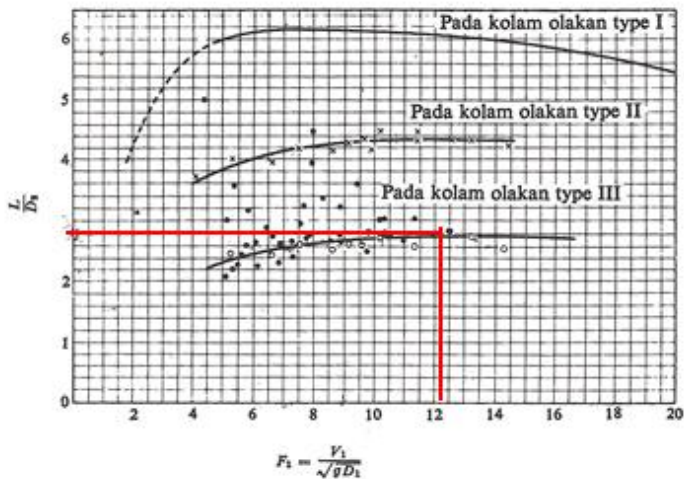
1. Dimensi Kolam Olakan

Dimensi kolam olakan tergantung pada tinggi loncatan yang akan melintasi kolam tersebut sehingga didapatkan elevasi muka air hilir.



Gambar 4. 12 Penampang Air Pada Bangunan Peredam Energi

Pada hilir bangunan peredam energi elevasi dasar sungai adalah +16,00 m. Dari hasil perhitungan loncatan hidraulik didapatkan tinggi loncatan 1,01 m sehingga elevasi muka air pada hilir bangunan peredam energi adalah sebesar +17,01 m. Sementara itu elevasi dasar saluran peredam energi pada bagian hilir sebesar +15,00 m maka ketinggian muka air pada bagian hilir adalah 2,01 m ($D2 = 2,01$ m).



Gambar 4. 13 Grafik Panjang Loncatan Hidrolis Pada Kolam Olakan Datar

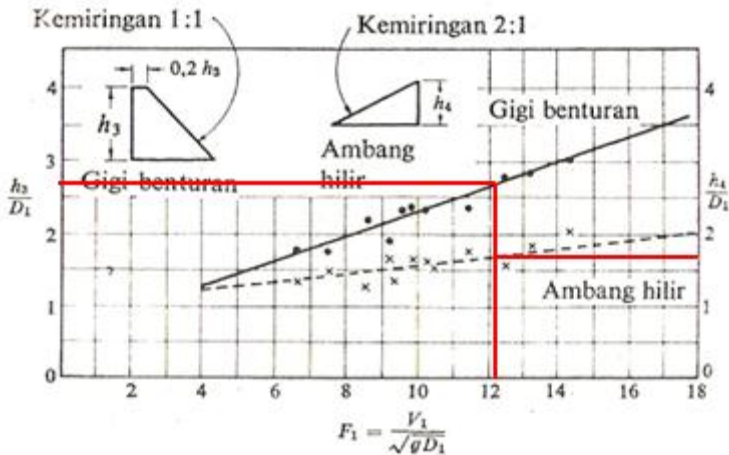
Dengan $Fr = 12,51$ dari gambar 4.13 didapatkan nilai:

- $L/D_2 = 2,3$
- $L/2,01 = 2,3$
- $L = 2,3 \times 2,01 \approx 5 \text{ meter}$

Jadi dimensi kolam olak 4m x 5m

2. Gigi-Gigi Pemencar Aliran

Gigi-gigi pemencar aliran yang berfungsi sebagai pembagi berkas aliran terletak di ujung saluran sebelum masuk ke dalam kolam olakan. Sedangkan gigi-gigi benturan yang berfungsi sebagai penghadang aliran serta mendeformir loncatan hidrolis menjadi pendek terletak pada dasar kolam olakan. Adapun ambang ujung hilir kolam olakan dibuat rata tanpa bergerigi.



Gambar 4. 14 Grafik Penentuan Gigi Benturan dan Ambang Hilir Kolam Olak

Direncanakan ukuran gigi-gigi pemencar aliran adalah $D_1 = 0,3$ m karena lebar ujung saluran peluncur adalah 4 m maka jumlah gigi dibuat sebanyak 6 buah @ 30 cm dan jarak antar gigi adalah 30 cm dan jarak masing-masing tepi ke dinding adalah 35 cm. Cek jumlah jarak = $(6 \times 0,3) + (5 \times 0,3) + (2 \times 0,35) = 4$ meter

Kemiringan ujung hilir gigi-gigi pemencar aliran 2:1 dari gambar 4.14 dapat dihitung besarnya ambang hilir.

$$h_4/D_1 = 1,33$$

$$h_4/0,3 = 1,33$$

$$h_4 = 0,40 \text{ cm}$$

3. Gigi-Gigi Pembentur Aliran

Lebar kolam olak adalah 4 m, maka jumlah gigi pembentur dibuat 4 buah @ 50 cm jarak antar gigi 50 cm dan jarak masing masing tepi ke dinding adalah 25 cm. cek jumlah jarak = $(4 \times 0,50) + (3 \times 0,50) + (2 \times 0,25) = 4$ m.

Ukuran gigi-gigi pembentuk aliran dengan mengacu pada gambar 4.14 didapatkan:

$$h_3/D_1 = 1,7$$

$$h_3/0,3 = 1,7$$

$$h_3 = 0,50 \text{ meter}$$

4.12.6. Perhitungan Stabilitas Bangunan Pelimpah

A. Gaya-Gaya yang Bekerja pada Pelimpah

1. Pada kondisi muka air normal (setinggi mercu)

a. Gaya hidrostatik tekanan air

$$H_w = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 1 \times (1)^2$$

$$= 0,5 \text{ t/m}$$

$$M_{\text{guling}} = H_w \times \text{jarak ke P}$$

$$= 0,5 \times 1,48$$

$$= 0,74 \text{ t.m/m'}$$

$$w_1 = \frac{1}{2} \times H_x (\gamma_w \times H_x)$$

$$= \frac{1}{2} \times 1,5 \times (1 \times 1,5)$$

$$= 1,125 \text{ t/m}$$

$$M_{\text{tahan}} = w_1 \times \text{jarak ke P}$$

$$= 1,125 \times 5,09$$

$$= 5,73 \text{ t.m/m'}$$

$$w_2 = \frac{1}{2} \times H_x (\gamma_w \times P)$$

$$= \frac{1}{2} \times 1,5 \times (1 \times 1)$$

$$= 0,75 \text{ t/m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{tahan}} &= w_2 \times \text{jarak ke P} \\
 &= 0,75 \times 6,79 \\
 &= 5,09 \text{ t.m/m}^3
 \end{aligned}$$

Keterangan:

Berat jenis air (γ_w)	= 1 t/m ³
Tinggi air di depan mercu (h)	= 1 m
Kedalaman pondasi (H_x)	= 1,5 m
Tinggi mercu pelimpah (P)	= 1 m

b. Gaya akibat gaya angkat (*uplift*)

- Panjang jalur rembesan vertikal (L_v)
 $L_v = 1 + 0,5 + 0,5 + 0,5 + 1 + 0,5 + 0,5 + 0,4 + 2,2 + 3,3 = 10,4 \text{ m}$
- Panjang jalur rembesan horisontal
 $L_h = 0,5 + 0,5 + 3,8 + 0,5 + 4,2 + 1 + 0,5 + 0,5 + 0,5 + 0,5 + 0,5 + 12,9 + 0,5 = 31,4 \text{ m}$
- Panjang *creep line* total (L_t):
 $L_t = L_v + (1/3 \times L_h)$
 $= 10,4 + (31,4/3)$
 $= 20,87 \text{ m}$
- Kontrol panjang *creep line*:
 $L_t > \Delta H \times C$
 $20,87 > (1 \times 2,5)$
 $20,87 > 2,5 \text{ (OK)}$

Keterangan:

Tinggi air di depan mercu (ΔH)	= 1 m
Koefisien rembesan (C)	= 2,5


Hasil perhitungan gaya *uplift* pada masing-masing titik ditampilkan pada tabel berikut.

Tabel 4. 30 Perhitungan Gaya *Uplift* Titik Saat Muka Air Normal

Titik	ΔH	Panjang Rembesan				$\sum L_t$	$(L_t \times \Delta H) / \sum L_t$	H_x	U_x
		L_v	L_h	$1/3 L_h$	L_t				
A	1	0.0	0.0	0.00	0.00	20.87	0.00	1.00	1.00
B		1.0	0.0	0.00	1.00		0.05	2.00	1.95
C		1.0	0.5	0.17	1.17		0.06	2.00	1.94
D		1.5	1.0	0.33	1.83		0.09	1.50	1.41
E		1.5	4.8	1.60	3.10		0.15	1.50	1.35
F		2.0	4.8	1.60	3.60		0.17	2.00	1.83
G		2.0	5.3	1.77	3.77		0.18	2.00	1.82
H		2.5	5.3	1.77	4.27		0.20	1.50	1.30
I		2.5	9.5	3.17	5.67		0.27	1.50	1.23
J		3.5	9.5	3.17	6.67		0.32	2.50	2.18
K		3.5	10.5	3.50	7.00		0.34	2.50	2.16
L		4.0	11.0	3.67	7.67		0.37	2.00	1.63
M		4.0	11.5	3.83	7.83		0.38	2.00	1.62
N		4.5	12.0	4.00	8.50		0.41	2.50	2.09
O		4.5	12.5	4.17	8.67		0.42	2.50	2.08
P		4.9	13.0	4.33	9.23		0.44	2.20	1.76
Q		7.1	25.9	8.63	15.73		0.75	2.40	1.65
R		10.4	31.4	10.47	20.87		1.00	5.70	4.70

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4. 31 Pehitungan Gaya *Uplift* Bidang Vertikal Saat Muka Air Normal

Bidang	Tekanan Titik		Lebar	Pv	Lengan (x)	Momen (t.m/m')		Ket
						Guling	Tahan	
JK	2.18	2.16	1.0	2.18	3.00	6.54		
KL	2.16	1.63	0.5	0.82	2.25	1.84		
				0.13	2.33	0.31		
LM	1.63	1.62	0.5	0.82	1.75	1.43		
MN	1.62	2.09	0.5	0.81	1.25	1.02		
				0.12	1.17	0.14		
NO	2.09	2.08	0.5	1.05	0.75	0.78		
OP	2.08	1.76	0.5	0.88	0.25	0.22		
				0.08	0.33	0.03		
				6.88		12.30	0.00	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4. 32 Perhitungan Gaya *Uplift* Bidang Horisontal (Kekanan) Saat Muka Air Normal

Bidang	Tekanan Titik		Lebar	Ph	Lengan (y)	Momen (t.m/m')		Ket
						Guling	Tahan	
IJ	1.23	2.18	1.0	1.23	0.14	0.17		➡
				0.48	0.02		0.01	
MN	1.62	2.09	0.5	0.81	0.11		0.09	
				0.12	0.19		0.02	
				2.63		0.17	0.12	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4. 33 Perhitungan Gaya *Uplift* Bidang Horisontal (Ke Kiri)
Saat Muka Air Normal

Bidang	Tekanan Titik		Lebar	Ph	Lengan (y)	Momen (t.m/m')		Ket
						Guling	Tahan	
KL	2.16	1.63	0.5	0.82	0.11	0.09		←
				0.13	0.19	0.03		
OP	2.08	1.76	0.4	0.70	0.16	0.11		
				0.07	0.22	0.01		
				1.72		0.23	0.00	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

2. Pada kondisi muka air banjir
a. Gaya hidrostatik tekanan air

$$\begin{aligned}
 H_w &= \frac{1}{2} \times \gamma_w \times (h_o + P)^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 1 \times (0,257 + 1)^2 \\
 &= 0,79 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{guling}} &= H_w \times \text{jarak ke P} \\
 &= 0,79 \times 1,48 \\
 &= 1,17 \text{ t.m/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 w_1 &= \frac{1}{2} \times H_x (\gamma_w \times H_x) \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,5 \times (1 \times 1,5) \\
 &= 1,125 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{tahan}} &= w_1 \times \text{jarak ke P} \\
 &= 1,125 \times 5,09 \\
 &= 5,73 \text{ t.m/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 w_2 &= \frac{1}{2} \times H_x (\gamma_w \times (P + h_o)) \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,5 \times (1 \times (1 + 0,257)) \\
 &= 0,94 \text{ t/m} \\
 M_{\text{tahan}} &= w_2 \times \text{jarak ke P} \\
 &= 0,94 \times 6,79 \\
 &= 6,4 \text{ t.m/m}
 \end{aligned}$$

Keterangan:

Berat jenis air (γ_w)	= 1 t/m ³
Tinggi air di atas mercu (h_o)	= 0,257 m
Kedalaman pondasi (H_x)	= 1,5 m
Tinggi mercu pelimpah (P)	= 1 m

b. Gaya akibat gaya angkat (*uplift*)

- Kontrol panjang *creep line*:

Lt	> $\Delta H \times C$
20,87	> $((1+0,4) \times 2,5)$
20,87	> 3,5 (OK)

Tabel 4. 34 Perhitungan Gaya *Uplift* Titik Saat Muka Air Banjir

Titik	ΔH	Panjang Rembesan				ΣLt	$(Lt \times \Delta H) / \Sigma L$	H_x	U_x
		L_v	L_h	$1/3 L_h$	L_t				
A	1	0.0	0.0	0.00	0.00	20.87	0.00	1.40	1.40
B		1.0	0.0	0.00	1.00		0.05	2.24	2.35
C		1.0	0.0	0.17	1.17		0.06	2.24	2.34
D		1.5	1.0	0.33	1.83		0.09	1.90	1.81
E		1.5	4.8	1.60	3.10		0.15	1.90	1.75
F		2.0	4.8	1.60	3.60		0.17	2.24	2.23
G		2.0	5.3	1.77	3.77		0.18	2.24	2.22
H		2.5	5.3	1.77	4.27		0.20	1.90	1.70
I		2.5	9.5	3.17	5.67		0.27	1.90	1.63
J		3.5	9.5	3.17	6.67		0.32	2.90	2.58
K		3.5	10.5	3.50	7.00		0.34	2.90	2.56
L		4.0	11.0	3.67	7.67		0.37	2.40	2.03
M		4.0	11.5	3.83	7.83		0.38	2.40	2.03
N		4.5	12.0	4.00	8.50		0.41	2.90	2.02
O		4.5	12.5	4.17	8.67		0.42	2.90	2.49
P		4.9	13.0	4.33	9.23		0.44	2.60	2.16
Q		7.1	25.9	8.63	15.73		0.75	2.80	2.05
R		10.4	31.4	10.47	20.87		1.00	6.10	5.10

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4. 35 Perhitungan Gaya *Uplift* Bidang Vertikal Saat Muka Air Banjir

Bidang	Tekanan Titik		Lebar	Pv	Lengan (x)	Momen (t.m/m')		Ket
	Guling	Tahan						
JK	2.58	2.56	1.0	2.58	3.00	7.74		↑
KL	2.56	2.03	0.5	1.02	2.25	2.29		
				0.13	2.33	0.31		
LM	2.03	2.02	0.5	1.02	1.75	1.78		
MN	2.02	2.49	0.5	1.01	1.25	1.27		
				0.12	1.17	0.14		
NO	2.49	2.48	0.5	1.25	0.75	0.93		
OP	2.48	2.16	0.5	1.08	0.25	0.27		
				0.08	0.33	0.03		
				8.28		14.75	0.00	


Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4. 36 Perhitungan Gaya *Uplift* Bidang Horisontal (Kekanan) Saat Muka Air Banjir

Bidang	Tekanan Titik		Lebar	Ph	Lengan (y)	Momen (t.m/m')		Ket
						Guling	Tahan	
IJ	1.63	2.58	1.0	1.63	0.14	0.23		➡
				0.48	0.02		0.01	
MN	2.02	2.49	0.5	1.01	0.11		0.11	
				0.12	0.19		0.02	
				3.23		0.23	0.14	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4. 37 Perhitungan Gaya *Uplift* Bidang Horisontal (Ke Kiri)
Saat Muka Air Banjir

Bidang	Tekanan Titik		Lebar	Ph	Lengn (y)	Momen (t.m/m')		Ket
	Guling	Tahan						
KL	2.56	2.03	0.5	1.02	0.11	0.11		
				0.13	0.19	0.03		
OP	2.48	2.16	0.4	0.86	0.16	0.14		
				0.07	0.22	0.01		
				2.08		0.28	0.00	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

c. Gaya vertikal akibat berat sendiri pelimpah (G)

Gaya vertikal akibat berat sendiri dihitung karena terdapat berat jenis beton yang berpengaruh. Gaya ini dihitung dengan menggunakan rumus:

$$G = \gamma_{\text{beton}} \times \text{Luas pias} (\gamma_{\text{beton}} = 2,4 \text{ t/m}^3)$$

Hasil perhitungan ditampilkan pada tabel 4.41 berikut.

Tabel 4. 38 Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Berat Sendiri

No Pias	Dimensi			γ_{beton} (t/m ³)	G (t/m)	Lengan (m)	Momen Tahan (t.m/m')
	x (m)	y (m)	Luas (m ²)				
G1	0.7	1.6	1.12	2.4	2.69	2.64	7.10
G2	1.6	1.6	1.28		3.07	1.74	5.35
G3	2.0	0.4	0.80		1.92	2.00	3.84
G4	1.0	0.5	0.50		1.20	0.50	0.60
G5	0.5	0.5	0.25		0.60	2.75	1.65
G6	0.5	0.5	0.13		0.30	2.33	0.70
G7	0.5	0.5	0.13		0.30	1.17	0.35
G8	0.5	0.4	0.20		0.48	0.75	0.36
G9	0.5	0.4	0.10		0.24	0.33	0.08
G10	0.5	1.0	0.50		1.20	3.25	3.90
					12.00		23.92

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

d. Gaya horisontal akibat tekanan tanah samping (P)

Besarnya gaya akibat tekanan tanah samping adalah sama pada kondisi air normal maupun kondisi banjir.

Diketahui data tanah:

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,75 \text{ t/m}^3$$

$$\Phi = 35^\circ$$

Sehingga didapatkan:

$$\begin{aligned} \text{Koefisien tanah pasif (Kp)} &= \tan^2(45 + \Phi/2) \\ &= \tan^2(45 + (35/2)) \\ &= 3,7 \\ \text{Koefisien tanah aktif (Ka)} &= \tan^2(45 - \Phi/2) \\ &= \tan^2(45 - (35/2)) \\ &= 0,3 \end{aligned}$$

■ Tekanan tanah pasif (P_p)

$$\begin{aligned} P_p &= \frac{1}{2} \times H_x (\gamma_{\text{sat}} \times H_x) K_p \\ &= \frac{1}{2} \times 1,5 (1,74 \times 1,5) \times 3,7 \\ &= 4,84 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{tahan}} &= P_p \times \text{jarak ke P} \\ &= 4,84 \times 0,14 \\ &= 0,68 \text{ t.m/m} \end{aligned}$$

■ Tekanan tanah aktif (P_a)

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2} \times H_x (\gamma_{\text{sat}} \times H_x) K_a \\ &= \frac{1}{2} \times 1,5 (1,74 \times 1,5) \times 0,3 \\ &= 0,53 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{guling}} &= P_a \times \text{jarak ke P} \\ &= 0,53 \times 0,14 \\ &= 0,07 \text{ t.m/m} \end{aligned}$$

B. Kontrol Terhadap Guling

Kontrol terhadap guling dilakukan pada dua kondisi yaitu pada saat muka air normal atau saat muka air banjir. Titik acuan pada titik P dan dicari momen yang menyebabkan guling dan momen yang menahannya.

1. Kondisi muka air normal

Jumlah momen guling:

$$\sum M_{\text{guling}} = 12,30 + 0,17 + 0,23 + 0,74 + 0,07$$

$$= 13,51 \text{ t.m/m'}$$

$$\sum M_{\text{tahan}} = 0,12 + 23,92 + 5,73 + 5,09 + 0,68$$

$$= 35,54 \text{ t.m/m'}$$

$$\text{Angka keamanan rencana } (SF_{\text{rencana}}) = 1,2$$

$$SF_{\text{perhitungan}} = \frac{\text{Momen penahan}}{\text{Momenguling}}$$

$$SF_{\text{perhitungan}} = \frac{35,54}{13,51}$$

$$SF_{\text{perhitungan}} = 2,63 > 1,2 \quad (\text{OK})$$

2. Kondisi muka air banjir

Jumlah momen guling:

$$\sum M_{\text{guling}} = 14,75 + 0,23 + 0,28 + 1,17 + 0,07$$

$$= 16,50 \text{ t.m/m'}$$

$$\sum M_{\text{tahan}} = 0,14 + 23,92 + 5,73 + 6,4 + 0,68$$

$$= 36,87 \text{ t.m/m'}$$

$$\text{Angka keamanan rencana } (SF_{\text{rencana}}) = 1,2$$

$$SF_{\text{perhitungan}} = \frac{\text{Momen penahan}}{\text{Momenguling}}$$

$$SF_{\text{perhitungan}} = \frac{36,87}{16,50}$$

$$SF_{\text{perhitungan}} = 2,23 > 1,2 \quad (\text{OK})$$

C. Kontrol Terhadap Geser

Kontrol stabilitas terhadap geser ditinjau pada dua kondisi yaitu pada kondisi muka air normal dan muka air banjir.

1. Kondisi muka air normal

Gaya horisontal:

$$\begin{aligned}\text{Ke kanan} &= 2,63+0,53+0,5 \\ &= 3,6 \text{ t/m'}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Ke kiri} &= 1,72+4,48 \\ &= 6,56 \text{ t/m'}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma H &= 6,56 - 3,6 \\ &= 2,89 \text{ t/m'}\end{aligned}$$

Gaya *uplift*:

$$\text{Ke atas} = 6,88 \text{ t}$$

Gaya akibat berat sendiri:

$$\begin{aligned}\text{Ke bawah} &= 12,00+1,125+0,75 \\ &= 13,88 \text{ t/m'}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 13,88 - 6,88 \\ &= 6,99 \text{ t/m'}\end{aligned}$$

Angka keamanan rencana ($SF_{rencana}$) = 1,2

$$\begin{aligned}SF_{\text{perhitungan}} &= \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \times f \\ &= \frac{6,99}{2,89} \times 0,8 \\ &= 1,93 > 1,2 \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

2. Kondisi muka air banjir

Gaya horisontal:

$$\begin{aligned}\text{Ke kanan} &= 3,23+0,53+0,79 \\ &= 4,56 \text{ t/m'}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Ke kiri} &= 2,08+4,48 \\ &= 6,92 \text{ t/m'}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma H &= 6,92 - 4,56 \\ &= 2,36 \text{ t/m'}\end{aligned}$$

Gaya *uplift*:

$$\text{Ke atas} = 8,28 \text{ t/m'}$$

Gaya akibat berat sendiri:

$$\text{Ke bawah} = 12,00 + 1,125 + 0,94$$

$$= 14,07 \text{ t/m'}$$

$$\Sigma V = 14,07 - 8,28$$

$$= 5,79 \text{ t/m'}$$

$$\text{Angka keamanan rencana } (SF_{\text{rencana}}) = 1,2$$

$$SF_{\text{perhitungan}} = \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \times f$$

$$= \frac{5,79}{2,36} \times 0,8$$

$$= 1,96 > 1,2 \quad (\text{OK})$$

Keterangan:

$$\text{Koefisien gesek } f = 0,8 \text{ (pasangan beton)}$$

D. Kontrol Terhadap Daya Dukung Tanah

Kontrol daya dukung terhadap tanah dilakukan pada dua kondisi yaitu saat muka air normal dan saat muka air banjir dengan menggunakan rumus berikut.

$$\text{Eksentrisitas } e = \left| \frac{\Sigma M}{\Sigma V} - \frac{B}{2} \right| \leq \frac{1}{6} B$$

Dengan:

ΣM = sigma momen yang terjadi pada titik guling yang ditinjau

ΣV = resultante gaya vertikal

B = lebar dasar pondasi

$$\text{Tegangan tanah yang terjadi } \sigma = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \leq \sigma_{ijin}$$

Dengan rumus tegangan ijin:

$$q = [(1 - 2e_1)^2 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + (1 - 2e_1)(cN_c + \gamma DN_q)]$$

$$\sigma_{ijin} = \frac{q}{SF}; SF = 3$$

Diketahui data tanah adalah sebagai berikut:

$$\gamma = 17,47 \text{ kN/m}^3$$

$$C = 0$$

$$\Phi = 35^\circ$$

Berdasarkan data tanah $\Phi = 35^\circ$ yang diketahui kemudian didapatkan variabel-variabel untuk menghitung daya dukung ijin sebagai berikut:

$$N_c = 46,00$$

$$N_\gamma = 41,10$$

$$N_q = 33,30$$

(Sumber: Herman Wahyudi, 2012)

Berikut merupakan perhitungan daya dukung tanah pada kondisi muka air normal dan muka air banjir.

1. Kondisi muka air normal

$$\begin{aligned}\sum M &= 35,54 - 13,51 \\ &= 22,02 \text{ t.m/m'}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum V &= 13,88 - 6,88 \\ &= 6,99 \text{ t/m'}\end{aligned}$$

$$e = \left| \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \right| = \left| \frac{22,02}{6,99} - \frac{3}{2} \right| = 1,65$$

$$\frac{1}{6}B = 0,5m$$

Karena $e > 1/6B$ maka dianggap $e = 1/6B = 0,5m$

Tegangan ijin tanah:

$$q = [(1 - 2 \times 0,5)^2 1,75 \times \frac{3}{2} 41,1 + (1 - 2 \times 0,5)(1,75 \times 3 \times 33,3)]$$

$$q = 174,83$$

$$\sigma_{ijin} = \frac{174,83}{3}$$

$$\sigma_{ijin} = 58,28 \text{ t/m}^2/\text{m'}$$

Tegangan tanah yang terjadi:

$$\sigma = \frac{6,99}{3} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,5}{3} \right)$$

$$\sigma_{maks} = 4,66 \text{ t/m}^2/\text{m'} < \sigma_{ijin} \text{ (OK)}$$

$$\sigma_{min} = 0 \text{ t/m}^2/\text{m'} < \sigma_{ijin} \text{ (OK)}$$

2. Kondisi muka air banjir

$$\begin{aligned}\sum M &= 36,87 - 16,50 \\ &= 20,37 \text{ t.m/m'}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum V &= 14,07 - 8,28 \\ &= 5,79 \text{ t/m'}\end{aligned}$$

$$e = \left| \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \right| = \left| \frac{20,37}{5,79} - \frac{3}{2} \right| = 2,02$$

$$\frac{1}{6}B = 0,5m$$

Karena $e > 1/6B$ maka dianggap $e = 1/6B = 0,5m$

Tegangan ijin tanah:

$$q = [(1 - 2 \times 0,5)^2 1,75 \times \frac{3}{2} 41,1 + (1 - 2 \times 0,5)(1,75 \times 3 \times 33,3)]$$

$$q = 174,83$$

$$\sigma_{ijin} = \frac{174,83}{3}$$

$$\sigma_{ijin} = 58,28 \text{ t/m}^2/\text{m}'$$

Tegangan tanah yang terjadi:

$$\sigma = \frac{5,79}{3} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,5}{3}\right)$$

$$\sigma_{maks} = 3,86 \text{ t/m}^2/\text{m}' < \sigma_{ijin} \text{ (OK)}$$

$$\sigma_{min} = 0 \text{ t/m}^2/\text{m}' < \sigma_{ijin} \text{ (OK)}$$

4.12.7. Titik Berat Bangunan Pelimpah

Untuk perhitungan titik berat bangunan pelimpah dilakukan dengan membagi konstruksi menjadi beberapa pias. Dalam perhitungan ini digunakan titik P sebagai acuan dalam perhitungan. Hasil perhitungan titik berat bangunan pelimpah ditunjukkan ke dalam tabel 4.42 berikut.

Tabel 4. 39 Perhitungan Titik Berat Bangunan Pelimpah

Kode	Berat (t/m')	Jarak hr (m)	Mh (t.m/m')	Jarak vr (m)	Mv (t.m/m')
G1	2.69	2.6	6.99	1.3	3.49
G2	3.07	1.7	5.22	1.0	3.07
G3	1.92	2.0	3.84	0.3	0.58
G4	1.20	0.5	0.60	0.3	0.36
G5	0.60	2.7	1.62	-0.1	-0.06
G6	0.30	2.3	0.69	0.0	0.01
G7	0.30	1.2	0.36	0.0	0.01
G8	0.48	0.8	0.38	-0.2	-0.10
G9	0.24	0.3	0.07	-0.1	-0.02
G10	1.20	3.2	3.84	0.1	0.12
	12.00		23.62		7.46

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Sehingga didapatkan titik berat sebagai berikut:

$$\text{Jarak h} = \frac{\Sigma Mh}{\text{Berat}} = \frac{23,62}{12} = 1,97m$$

$$\text{Jarak v} = \frac{\Sigma Mv}{\text{Berat}} = \frac{7,46}{12} = 0,62m$$

4.12.8. Kontrol Peredam Energi

Kontrol peredam energi ditinjau di beberapa titik yang dianggap mewakili untuk mengetahui ketebalan lantai pada peredam energi tersebut apakah mampu atau tidak menahan gaya *uplift* yang terjadi dari tanah.

$$d_x \geq S \frac{P_x - W_x}{\gamma}$$

Keterangan:

dx = tebal lantai pada titik x (m)

S = faktor keamanan rencana = 1,25

Px = gaya angkat pada titik x (t/m²)

Wx = kedalaman air di titik x (m)

γ = berat jenis beton (2,4 t/m²)

1. Kondisi muka air normal

Dilakukan perhitungan *uplift* pada setiap titik yang ditampilkan pada tabel berikut.

Tabel 4. 40 Perhitungan Gaya *Uplift* Titik Peredam Energi

Titik	ΔH	Panjang Rembesan				ΣLt	(Lt x ΔH)/ ΣLt	Hx	Ux
		Lv	Lh	1/3Lh	Lt				
R	8	10.4	31.4	10.47	20.87	23.23	7.51	8.00	0.49
S		10.4	32.8	10.93	21.33		7.68	8.00	0.32
T		10.2	34.4	11.47	21.67		7.80	7.80	0.00
U		10.4	34.4	11.47	21.87		7.87	8.00	0.13
V		11.4	35.5	11.83	23.23		8.00	8.00	0.00

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4. 41 Perhitungan Tebal Lantai Pada Titik Bangunan Peredam Energi Saat Muka Air Normal

Titik	P _x	W _x	$S(P_x - W_x)/\gamma$	dx	Ket
R	0.49	0.00	0.26	1.20	OK
S	0.32	0.00	0.17	0.70	OK
T	0.00	0.00	0.00	0.30	OK
U	0.13	0.00	0.07	0.70	OK
V	0.00	0.00	0.00	1.20	OK

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

2. Kondisi muka air banjir

Dilakukan perhitungan *uplift* pada setiap titik yang ditampilkan pada tabel berikut.

Tabel 4. 42 Perhitungan Gaya *Uplift* Titik Peredam Energi

Titik	ΔH	Panjang Rembesan				ΣL_t	$(L_t \times \Delta H) / \Sigma L_t$	H _x	U _x
		L _v	L _h	1/3L _h	L _t				
R	5,9 9	10.4	31.4	10.47	20.87	23.23	5.62	5.99	0.37
S		10.4	32.8	10.93	21.33		5.75	5.99	0.24
T		10.2	34.4	11.47	21.67		5.84	5.79	-0.05
U		10.4	34.4	11.47	21.87		5.89	5.99	0.10
V		11.4	35.5	11.83	23.23		5.99	5.99	0.00

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4. 43 Perhitungan Tebal Lantai Pada Titik Bangunan Peredam Energi Saat Muka Air Banjir

Titik	P_x	W_x	$S(P_x - W_x)/\gamma$	d_x	Ket
R	0.37	2.01	-0.86	1.20	OK
S	0.24	2.01	-0.92	0.70	OK
T	-0.05	2.01	-1.07	0.30	OK
U	0.10	2.01	-1.00	0.70	OK
V	0.00	2.01	-1.05	1.20	OK

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

4.13. Perencanaan Tubuh Embung

4.13.1. Tinggi Tubuh Embung

Tinggi embung ditentukan sesuai dengan standar yang disusun oleh Departemen Pekerjaan Umum yang menyebutkan bahwa untuk embung homogen dan majemuk dengan tinggi jagaan minimum 1 meter (tabel 2.9) dan kemudian dipakai tinggi jagaan 2 meter. Maka diperoleh data teknis sebagai berikut:

Elevasi dasar embung	: + 15,00
Elevasi mercu pelimpah	: + 23,00
Tinggi jagaan	: 2,00 meter
Elevasi puncak mercu embung	: + 25,00
Tinggi embung	: 10,00 meter

4.13.2. Lebar Puncak Embung

Ditentukan berdasarkan tabel 2.7 tinggi tubuh embung 10 meter dan diambil lebar 6 meter.

4.13.3. Kemiringan Lereng Embung

Kemiringan lereng direncanakan berbeda antar hulu dan hilir yang kemudian dikontrol stabilitas tubuh embung untuk mengetahui apakah dimensi tubuh embung yang direncanakan

aman atau tidak. Direncanakan kemiringan tubuh embung dengan data sebagai berikut:

Kemiringan hulu : 1 : 2,50

Kemiringan hilir : 1 : 2,00

4.13.4. Perhitungan Formasi Garis Depresi

Berikut merupakan perhitungan formasi garis depresi untuk masing-masing kondisi:

1. Kondisi Muka Air Banjir

Elevasi muka air = +23,40 meter

Elevasi dasar bendung = +15,00 meter

Elevasi dasar stripping = +13,26 meter

Tinggi muka air (h) = 8,40 meter

L drainase tumit = 6 meter

Kemiringan hulu (m) = 2,5 meter

$L_1 = m \times h$
 $= 2,5 \times 8,40$

= 21 meter

Lebar dasar (B) = 59 meter

$L_2 (B - L_1 - L_{\text{drainase tumit}}) = 32,00$ meter

$d (L_2 + 0,3L_1) = 38,30$ meter

Nilai y pada saat x = 0

$$y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d = \sqrt{38,30^2 + 8,40^2} - 38,30 = 0,91$$

Persamaan garis depresi =

$$y_0 = \sqrt{2y_0 \cdot x + y_0^2}$$

Persamaan garis depresi yang diperoleh selanjutnya digunakan dalam perhitungan pada tabel 4.44 berikut.

Tabel 4. 44 Koordinat Garis Depresi Muka Air Maksimum (Banjir)

X	0.00	1.00	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00
Y	0.91	1.63	2.11	2.85	3.43	3.92	4.36	4.76

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

2. Kondisi Muka Air 1/2 Tinggi Air Banjir

Elevasi muka air	= +19,20	meter
Elevasi dasar bendung	= +15,00	meter
Elevasi dasar stripping	= +13,26	meter
Tinggi muka air (h)	= 4,20	meter
L drainase tumit	= 6	meter
Kemiringan hulu (m)	= 2,5	meter
L_1	= m x h	
	= 2,5 x 4,20	
	= 10,50	meter
Lebar dasar (B)	= 59	meter
$L_2 (B-L_1-L_{\text{drainase tumit}})$	= 42,50	meter
d ($L_2+0,3L_1$)	= 45,65	meter
Nilai y pada saat x	= 0	

$$y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d = \sqrt{45,65^2 + 4,20^2} - 45,65 = 0,19$$

Persamaan garis depresi =

$$y_0 = \sqrt{2y_0 \cdot x + y_0^2}$$

Persamaan garis depresi yang diperoleh selanjutnya digunakan dalam perhitungan pada tabel 4.45 berikut.

Tabel 4. 45 Koordinat Garis Depresi Muka Air 1/2 Tinggi Air Maksimum

X	0.00	1.00	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00
Y	0.19	0.65	0.90	1.26	1.53	1.77	1.97	2.16

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

3. Kondisi Muka Air 3/4 Tinggi Air Banjir

Elevasi muka air	= +21,30	meter
Elevasi dasar bendung	= +15,00	meter
Elevasi dasar stripping	= +13,26	meter
Tinggi muka air (h)	= 6,30	meter
L drainase tumit	= 6	meter

$$\begin{aligned}
 \text{Kemiringan hulu (m)} &= 2,5 && \text{meter} \\
 L_1 &= m \times h \\
 &= 2,5 \times 6,30 \\
 &= 15,75 && \text{meter} \\
 \text{Lebar dasar (B)} &= 59 && \text{meter} \\
 L_2 \text{ (B-L}_1\text{-L}_{\text{drainase tumit}}) &= 37,25 && \text{meter} \\
 d \text{ (L}_2\text{+0,3L}_1) &= 41,98 && \text{meter} \\
 \text{Nilai y pada saat x} &= 0
 \end{aligned}$$

$$y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d = \sqrt{41,98^2 + 6,30^2} - 41,98 = 0,47$$

Persamaan garis depresi =

$$y_0 = \sqrt{2y_0 \cdot x + y_0^2}$$

Persamaan garis depresi yang diperoleh selanjutnya digunakan dalam perhitungan pada tabel 4.46 berikut.

Tabel 4. 46 Koordinat Garis Depresi Muka Air 3/4 Tinggi Air Maksimum

X	0.00	1.00	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00
Y	0.47	1.08	1.45	2.00	2.42	2.78	3.10	3.39

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

4.13.5. Perhitungan Stabilitas Tubuh Embung

Stabilitas lereng tubuh embung dianalisis menggunakan metode Bishop pada program bantu GeoStudio 2012 slope/W. Kontrol stabilitas ini meliputi analisis terhadap lereng hulu dan lereng hilir pada keadaan tanpa gempa dan dengan gempa. Faktor angka keamanan minimum adalah sebagai berikut.

Tabel 4. 47 Angka Keamanan Minimum

Kondisi Perancangan	Faktor Aman Minimum	Keterangan
1 Akhir pelaksanaan	1,3*	Lereng hulu dan hilir
2 Penurunan air cepat (sudden drawdown) dari kondisi air penuh	1,0*	Hanya lereng hulu
3 Penurunan air cepat (sudden drawdown) dari puncak bendungan elak (spill way)	1,2**	Hanya lereng hulu
4 Muka air parsial saat rembesan tetap (steady seepage)	1,5	Hanya lereng hulu
5 Rembesan tetap dengan muka air maksimum	1,5	Lereng hilir
6 Gempa bumi (kasus 1,4,5 dengan beban gempa)	1,0	Lereng hulu dan hilir

* Untuk tinggi timbunan 15 m atau pondasi relatif lunak gunakan fakto aman $F = 1,4$.

** Faktor aman minimum harus 1,5 jika dalam hitungan stabilitas lereng kecepatan turunnya air dan tekanan air pori ditentukan dari jaring arus (*flow net*)

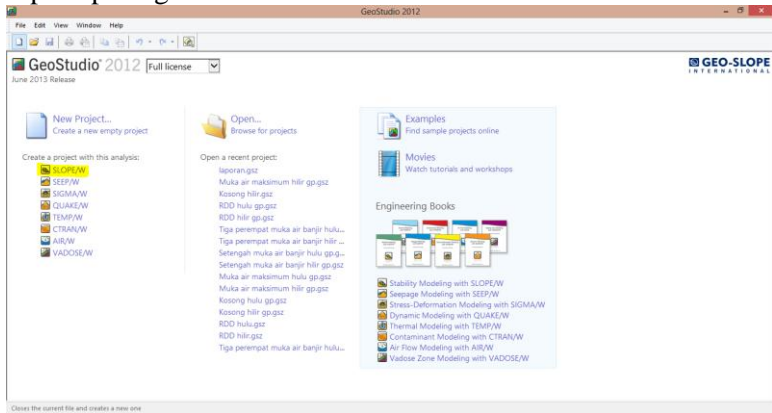
Sumber: Cristady Hardiyatmo, 2007

Stabilitas tubuh bendung dikontrol pada kondisi tanpa gempa dan dengan gempa dengan masing-masing kondisi sebagai berikut:

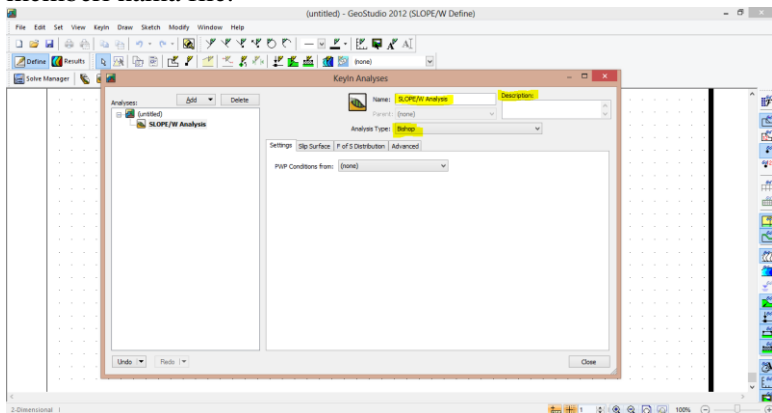
- Kondisi kosong setelah konstruksi
- Kondisi muka air banjir
- Kondisi $\frac{1}{2}$ muka air banjir
- Kondisi $\frac{3}{4}$ muka air banjir
- Kondisi muka air turun tiba-tiba (*rapid draw down*)

Analisa kestabilan menggunakan program bantu GeoStudio 2012 slope/W dilakukan dengan cara berikut:

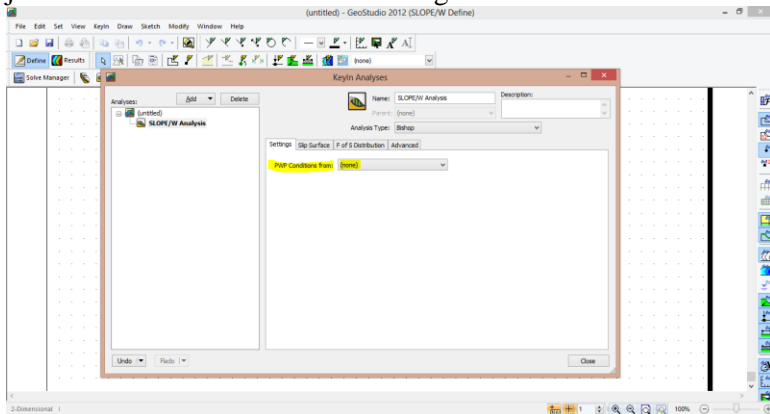
1. Membuka aplikasi dengan memilih analisa Slope/W seperti pada gambar berikut.



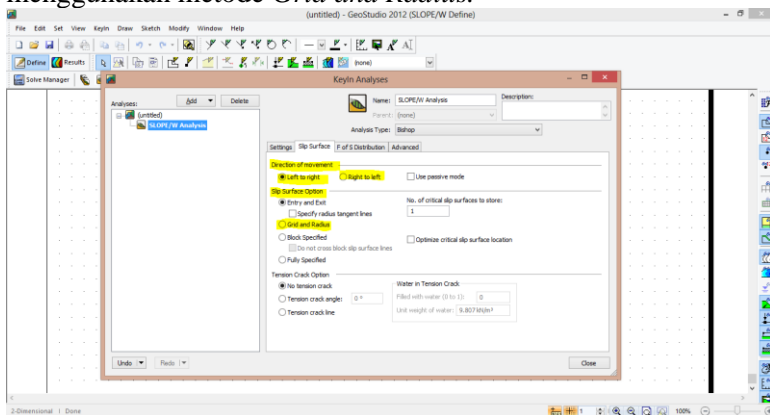
2. Mengatur jenis analisis pada KeyIn Analyses
a. Memilih jenis metode Bishop untuk analisis dan memberi nama file.



b. Memilih kondisi PWP. Memilih “none” untuk kondisi analisis ketika embung kosong. Dipilih “*piezometric line*” jika dilakukan analisis ketika embung terisi air.

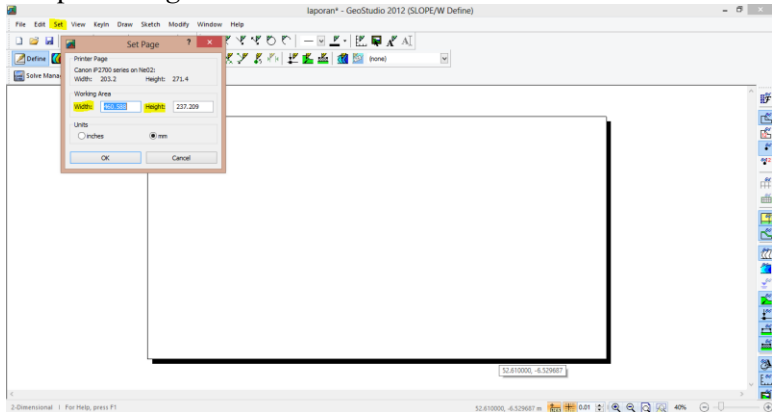


c. Memilih analisa *slip surface*. Pada *Direction of movement*, dipilih *left to right* jika analisa dilakukan untuk lereng sisi hilir sedangkan dipilih *right to left* jika analisa dilakukan untuk lereng sisi hulu. Pada *Slip surface option* dipilih analisa menggunakan metode *Grid and Radius*.

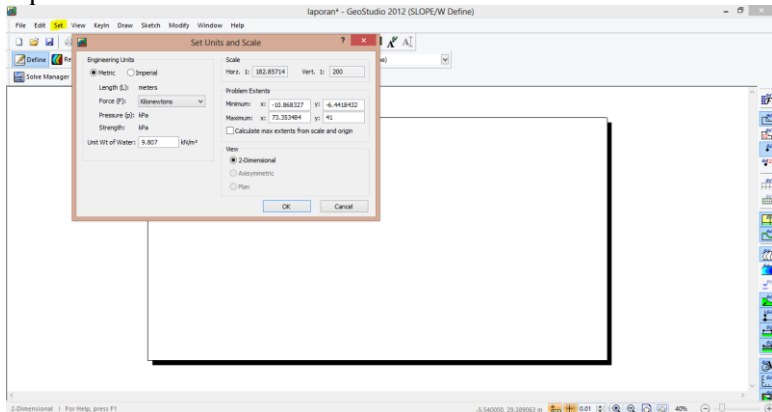


3. Mengatur kertas kerja

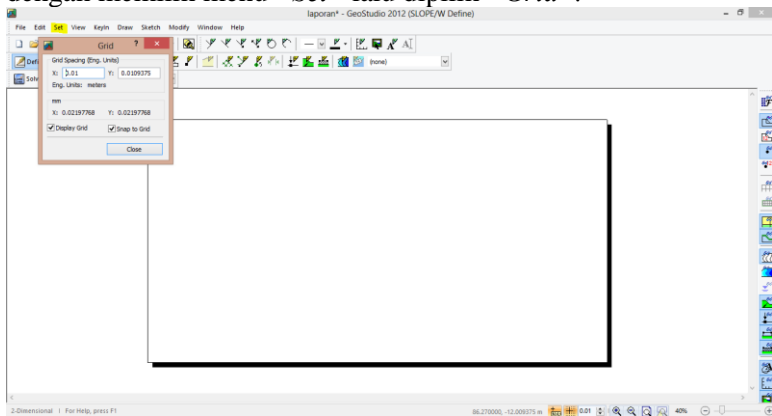
a. Mengatur ukuran kertas pada menu “Set” lalu pilih “Page”.



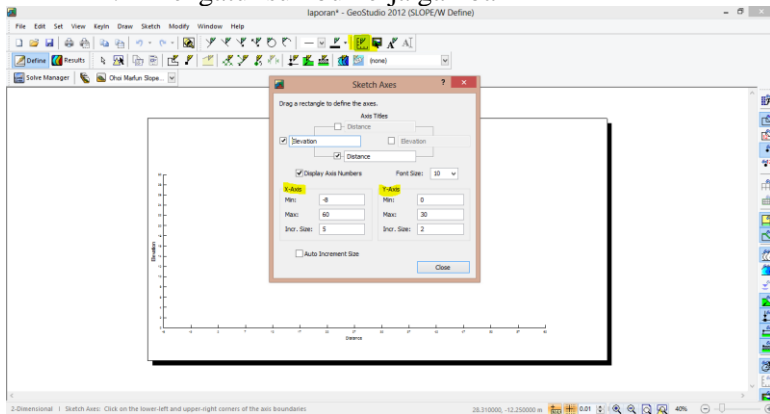
b. Mengatur skala pada menu “Set” lalu dipilih “Units and Scale”.



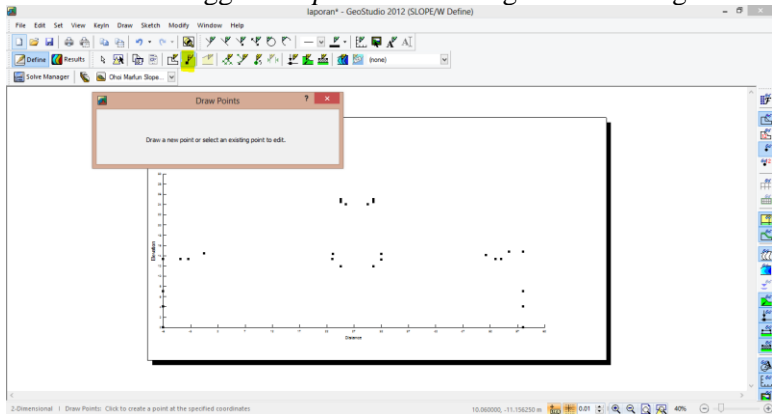
c. Mengatur grid sesuai dengan kebutuhan dengan memilih menu “Set” lalu dipilih “Grid”.



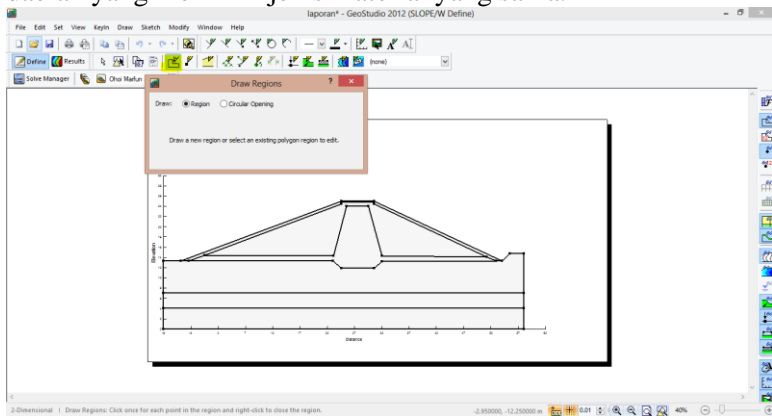
4. Mengatur sumbu kerja gambar



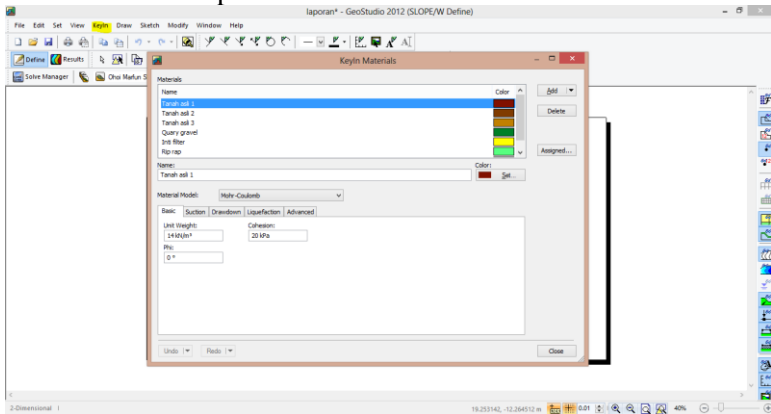
5. Menggambar *point* sesuai dengan koordinat gambar



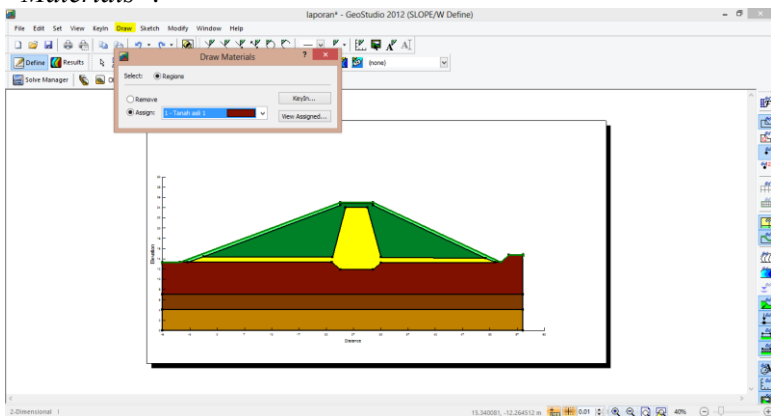
6. Menggabungkan *point* ke dalam *region* sesuai dengan daerah yang memiliki jenis material yang sama.



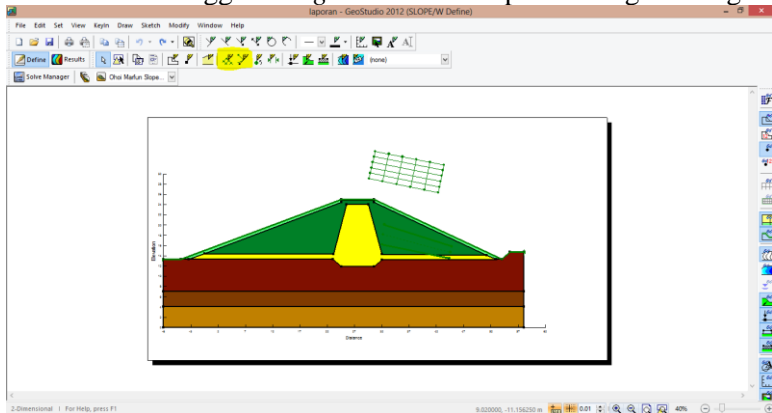
7. Melakukan *input* material pada “*KeyIn Materials*” lalu dipilih “*Materials*”



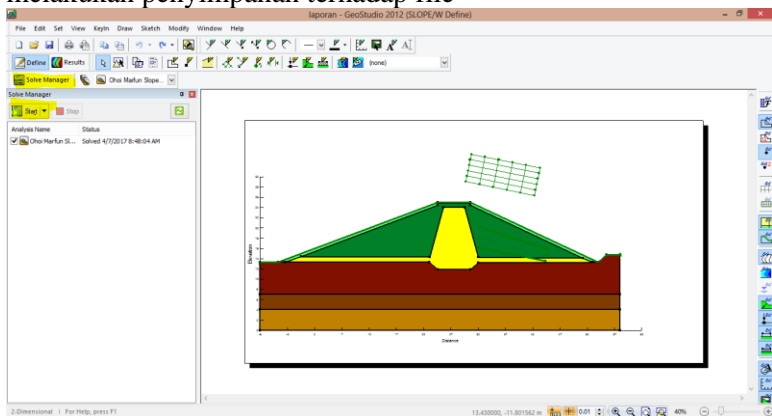
8. Memasukkan material yang telah diinput ke dalam masing-masing *region* menggunakan menu “*Draw*” lalu dipilih “*Materials*”.



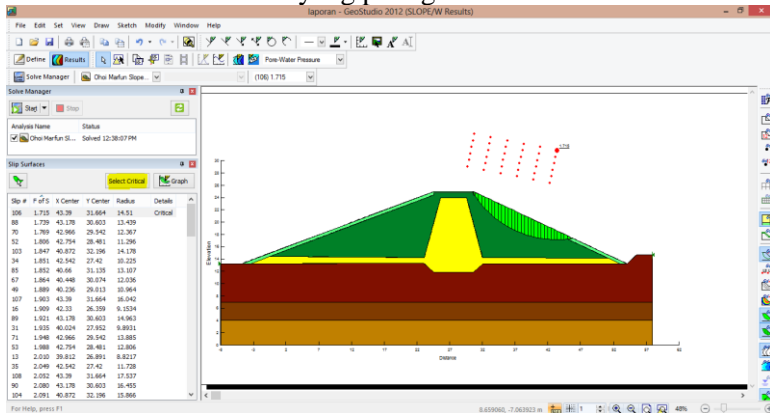
9. Menggambar *grid and radius* pada lereng embung



10. Melakukan *running* menggunakan menu “*Solve Manager*” dan mengeklik tombol “*Start*” dengan terlebih dahulu melakukan penyimpanan terhadap file

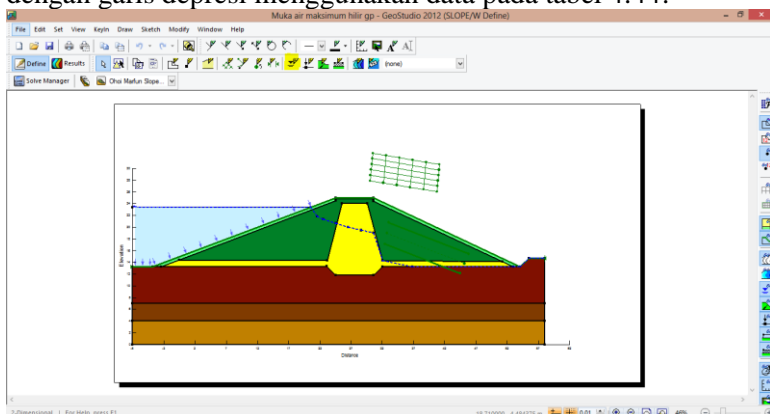


11. Memilih SF yang paling kritis

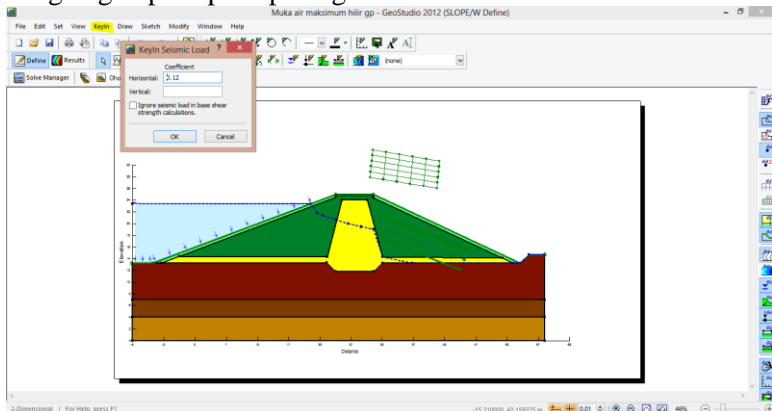


12. Melakukan hal yang sama untuk kondisi hulu

13. Melakukan input garis depresi yang telah dihitung pada tabel 4.44, 4.45 dan 4.46 untuk kondisi embung yang berisi air seperti pada gambar berikut untuk contoh muka air maksimum dengan garis depresi menggunakan data pada tabel 4.44.



14. Memasukkan faktor gempa dengan memilih menu “KeyIn” lalu dipilih “Seismic Load” untuk analisis kondisi dengan gempa seperti pada gambar berikut.



Hasil analisa kestabilan lereng tubuh embung menggunakan GeoStudio Slope/W 2012 dari beberapa kondisi adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 48 Rekapitulasi SF

No	Kondisi	Hilir	Hulu	SF rencana
A	Tanpa Gempa			
1	Kosong	1,715	2,045	1,3
2	Muka air banjir	1,729	2,073	1,2
3	1/2 Muka air banjir	1,715	2,000	1,2
4	3/4 Muka air banjir	1,715	2,236	1,2
5	RDD	1,729	1,805	1,3
B	Dengan Gempa ($k = 0,12$)			
1	Kosong	1,320	1,513	1,2
2	Muka air banjir	1,331	1,541	1,2
3	1/2 Muka air banjir	1,320	1,466	1,2
4	3/4 Muka air banjir	1,320	1,521	1,2
5	RDD	1,331	1,510	1,2

Sumber: Hasil Analisa, 2017

BAB V

KESIMPULAN

Dari uraian secara umum dan perhitungan secara teknis pada bab-bab sebelumnya maka dapat disimpulkan sebagai berikut:

1. Ketersediaan air pada Sungai Marvun dengan debit andalan rerata terjadi debit maksimum pada bulan Desember sebesar $0,042 \text{ m}^3/\text{detik}$ dan terjadi debit minimum pada bulan Oktober sebesar $0,001 \text{ m}^3/\text{detik}$.
2. Kebutuhan air baku penduduk Desa Marvun sebesar $0,25 \text{ liter/detik}$.
3. Kesetimbangan air yang terjadi pada Sungai Marvun dengan menggunakan debit andalan rerata FJ. Mock dapat memenuhi kebutuhan air irigasi dengan pola tanam palawija-palawija-palawija untuk luas lahan 5 ha.
4. Berikut desain perencanaan Embung Ohoi Marvun:
 - a. Dimensi tubuh embung:

Tipe embung	: Tipe urugan inti tegak
Lebar puncak	: 6 meter
Tinggi embung	: 10 meter
Lebar dasar embung	: 59 meter
Elevasi puncak embung	: + 25,00
Elevasi dasar embung	: +15,00
Kemiringan hulu	: 1:2,50
Kemiringan hilir	: 1:2,00
 - b. Dimensi Pelimpah dan Pelengkap:

Tipe mercu pelimpah	: Tipe Ogee
Lebar pelimpah	: 4 meter
Elev mercu pelimpah	: +23,00
Elev dasar pelimpah	: +22,00
Panjang sal transisi	: 14 meter
Panjang sal peluncur	: 7 meter
Panjang kolam olah	: 5 meter
Tipe kolam olah	: USBR Tipe III

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Pusat Statistik Kabupaten Maluku Tenggara. 2015. *Kabupaten Maluku Tenggara Dalam Angka*. Maluku Tenggara
- Badan Pusat Statistik Kabupaten Maluku Tenggara. 2015. *Kei Kecil Timur Dalam angka*. Maluku Tenggara
- Dep.PU Direktorat Jenderal Sumber Daya Air. 2003. *Pedoman Kriteria Umum Desain Bendungan*. Jakarta
- Firma ANGLE Consulting Engineering. 2016. *Laporan Antara*. Ambon
- PUSLITBANG Pengairan. 1994. *Kriteria Desain Embung Kecil Untuk Daerah Semi Kering Di Indonesi*. Jakarta
- Soedibyo. 2003. *Teknik Bendungan*: Jakarta: PT. Pradnya Paramita
- Soekibat. 2010. *Perencanaan Bangunan Air*. Surabaya: ITS
- Soemarto. 1999. *Hidrologi Teknik*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita
- Sosrodarsono, Suyono dan Kensaku Takeda. 2002. *Bendungan Type Urugan*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita
- Triatmodjo, Bambang. 2008. *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta: Beta Offset
- Wahyudi, Herman. 2012. *Daya Dukung Pondasi Dangkal*. Surabaya: ITS Press

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

9352798.0000

9352798.0000

9352598.0000

9352598.0000

9352398.0000

9352398.0000

9352198.0000

9352198.0000

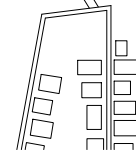
9351998.0000

9351998.0000

9351798.0000



DESA OHOI
MARFUN



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

Judul Gambar :

SITUASI LOKASI EMBUNG OHOI MARVUN

Dosen I :
Dr. techn. Umboro L., ST, MSc.

Dosen II :
Dr. Ir. Edijatno

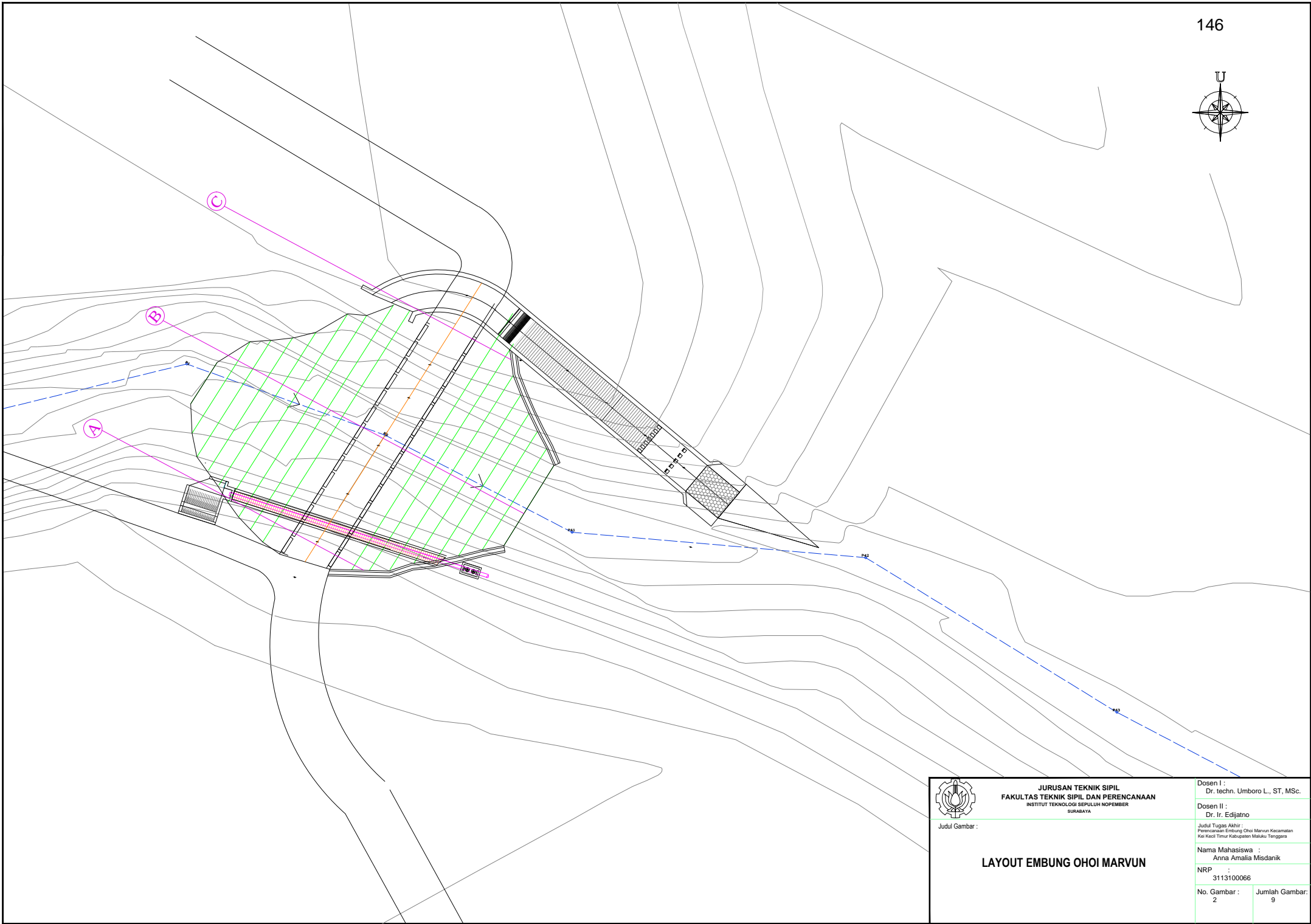
Judul Tugas Akhir :
Perencanaan Embung Ohoi Marvun Kecamatan
Kali Kedah Timur Kabupaten Madiun, Jember

Nama Mahasiswa :
Anna Amalia Misdanik

NRP :
3113100066

No. Gambar :
1

Jumlah Gambar:
9



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

Judul Gambar :

LAYOUT EMBUNG OHOI MARVUN

Dosen I :
Dr. techn. Umboro L., ST, MSc.

Dosen II :
Dr. Ir. Edijatno

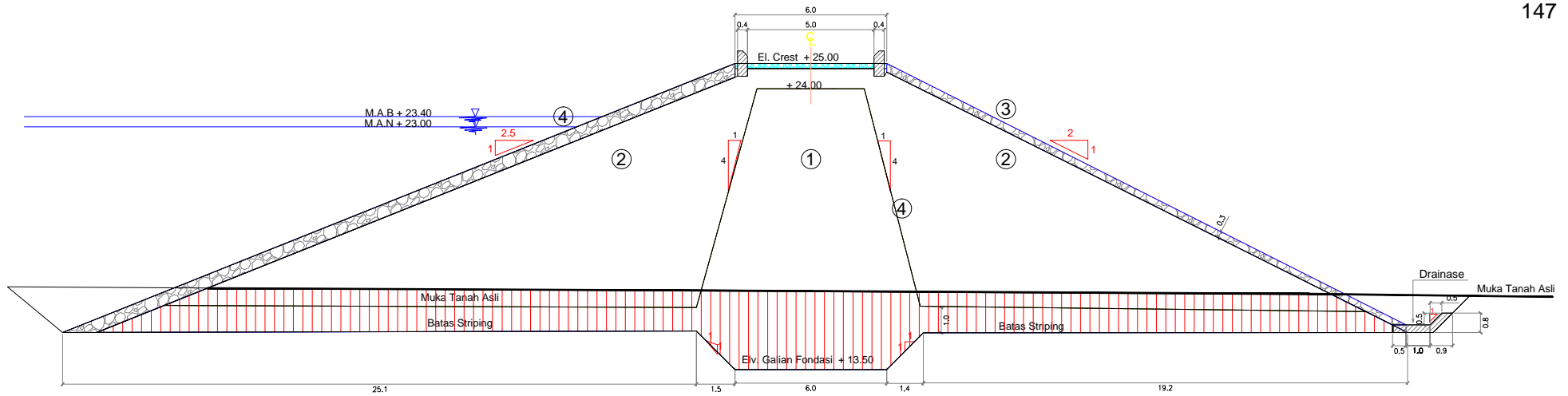
Judul Tugas Akhir :
Perencanaan Embung Ohoi Marvun Kecamatan
Kel. Kedi Timur Kabupaten Madiun, Jember

Nama Mahasiswa :
Anna Amalia Misdanik

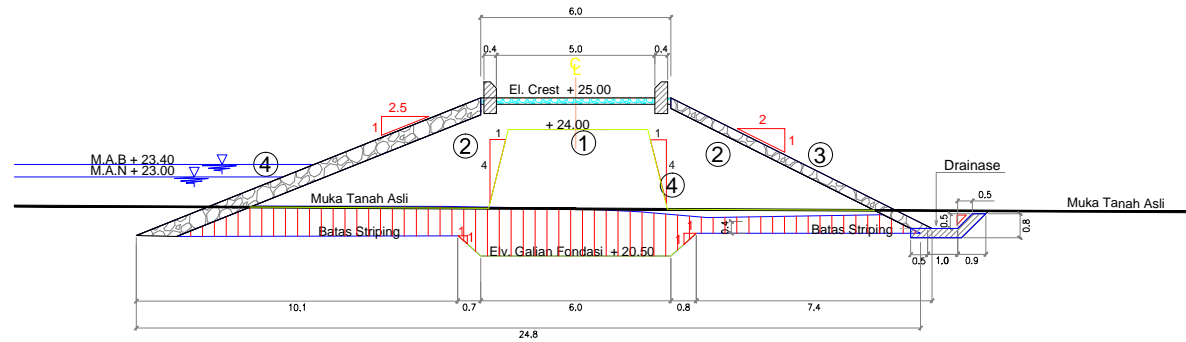
NRP :
3113100066

No. Gambar :
2

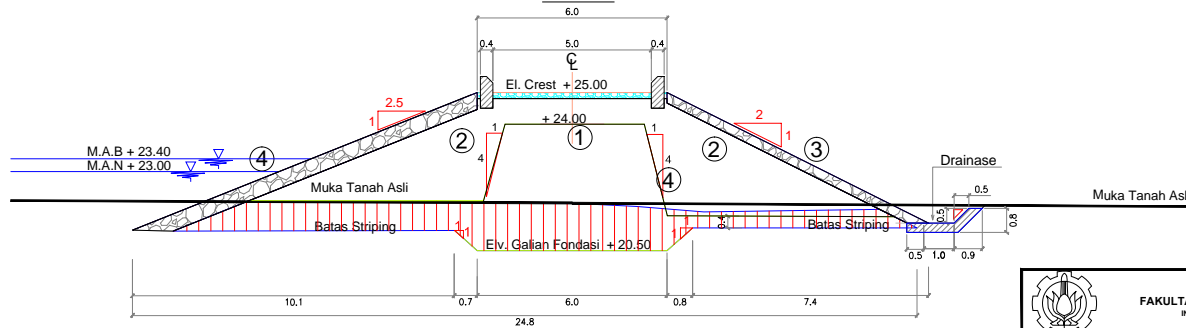
Jumlah Gambar:
9



POT. B



POT. A



POT. C

LEGENDA:

- | | |
|--|-------------------------|
| | ① Timbunan Inti |
| | ② Timbunan Random |
| | ③ Rip-Rap / Batu Kosong |
| | ④ Filter |

0 200.0 400.0 600.0 800.0 1000.0 cm



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

Judul Gambar :

POTONGAN MELINTANG TUBUH EMBUNG

Dosen I :
Dr. techn. Umboro L., ST, MSc.

Dosen II :
Dr. Ir. Edijatno

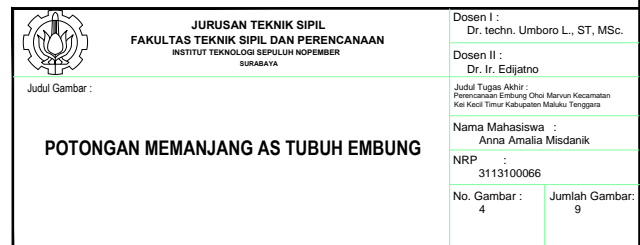
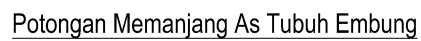
Judul Tugas Akhir :
Perencanaan Embung Oho Manon Kecamatan
Kel. Kadi Timur Kabupaten Maluku Tenggara

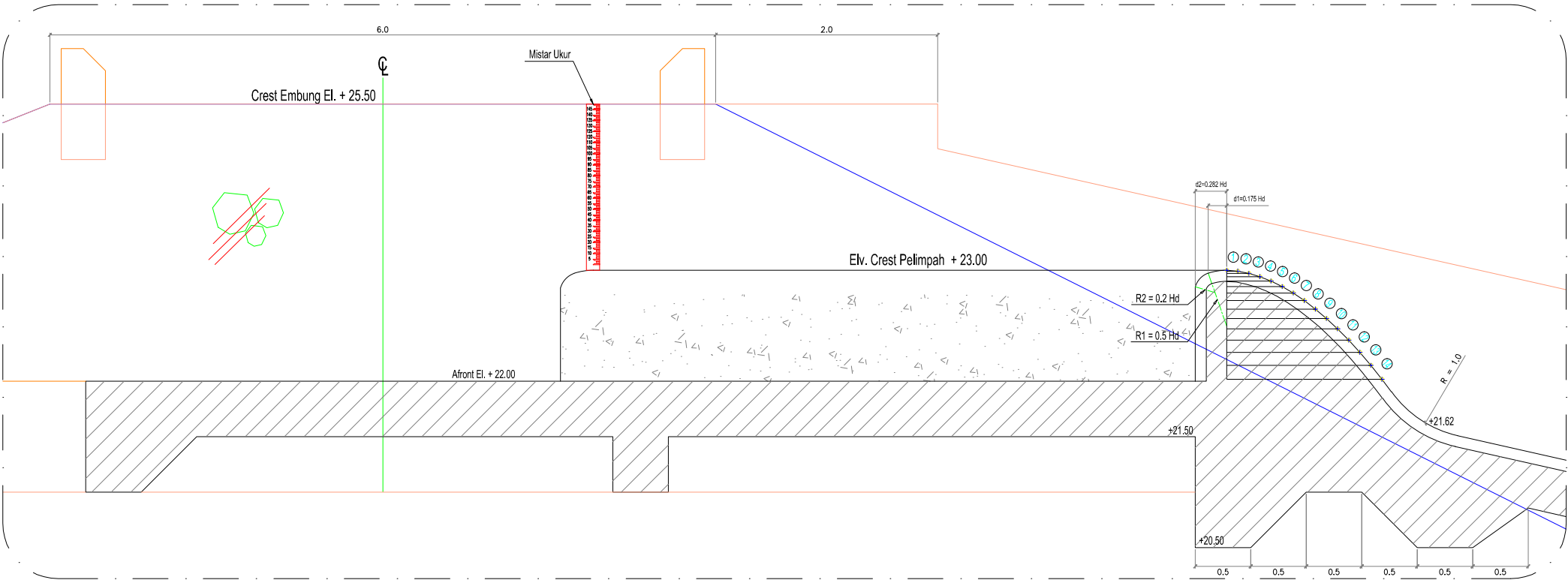
Nama Mahasiswa :
Anna Amalia Misdanik

NRP :
3113100066

No. Gambar :
3

Jumlah Gambar:
9





Detail Mercu Pelimpah

TABEL HARGA X DAN Y PENAMPANG MERCU	
X, METER	Y, METER
0.0	0.007
0.1	0.027
0.2	0.057
0.3	0.097
0.4	0.146
0.5	0.205
0.6	0.273
0.7	0.349
0.8	0.434
0.9	0.527
1.0	0.629
1.1	0.739
1.2	0.857
1.3	0.983
1.4	1.117
1.5	1.258



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

Judul Gambar :

DETAIL MERCU PELIMPAH

Dosen I :
Dr. techn. Umboro L., ST, MSc.

Dosen II :
Dr. Ir. Edijatno

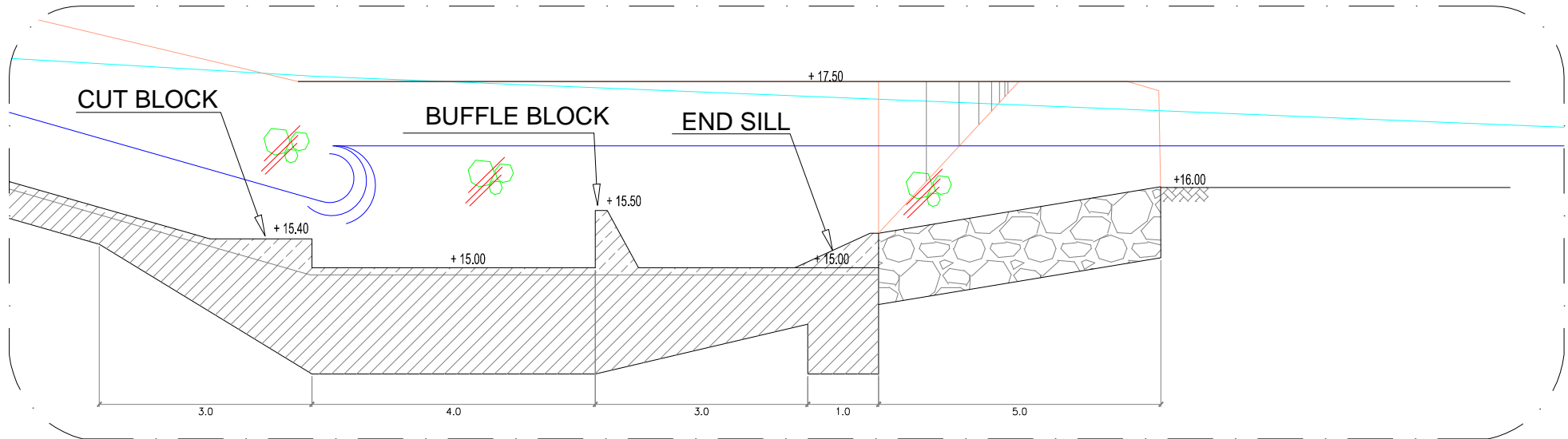
Judul Tugas Akhir :
Perencanaan Embung Chai Marun Kecamatan
Kel. Kedi Timur Kabupaten Madiun, Jember

Nama Mahasiswa :
Anna Amalia Misdanik

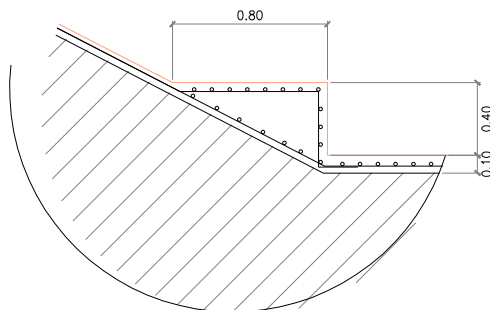
NRP :
3113100066

No. Gambar :
5

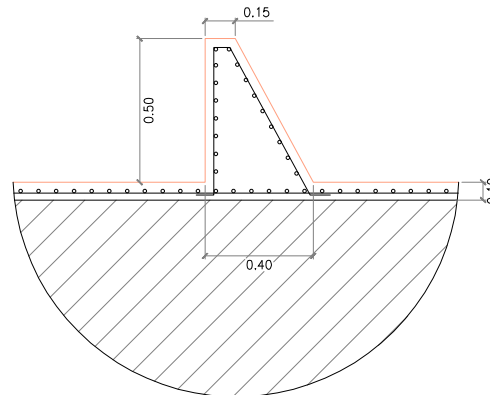
Jumlah Gambar:
9



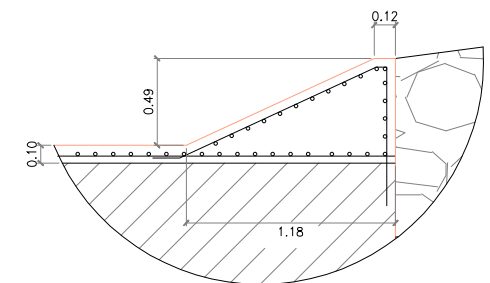
Detail Olakan



Detail Cut Block



Detail Buffle Block



Detail End Sill



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

Judul Gambar :

DETAIL OLAKAN

Dosen I :
Dr. techn. Umboro L., ST, MSc.

Dosen II :
Dr. Ir. Edijatno

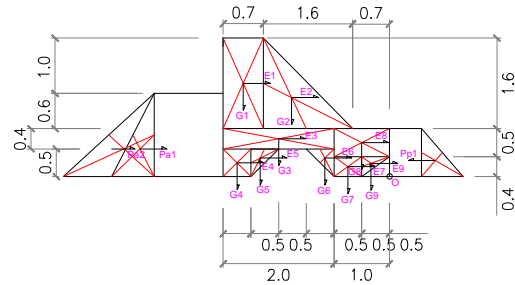
Judul Tugas Akhir :
Perencanaan Embung Oho Manun Kecamatan
Kel. Kadi Teneh Kabupaten Malinau, Tenggaru

Nama Mahasiswa :
Anna Amalia Misdanik

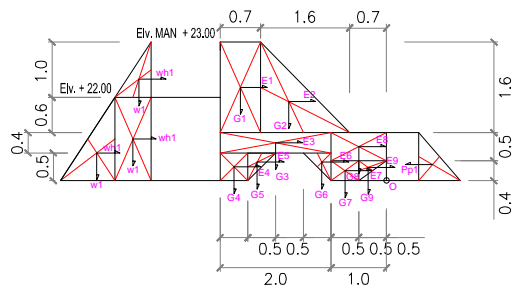
NRP :
3113100066

No. Gambar :
6

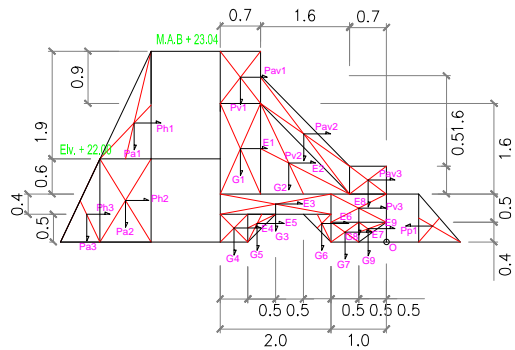
Jumlah Gambar:
9



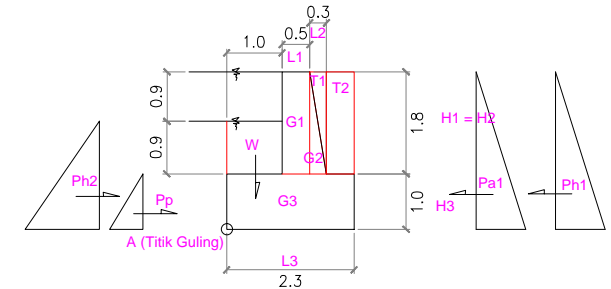
1 Stabilitas Pelimpah
Kondisi Kosong Tanpa Gempa



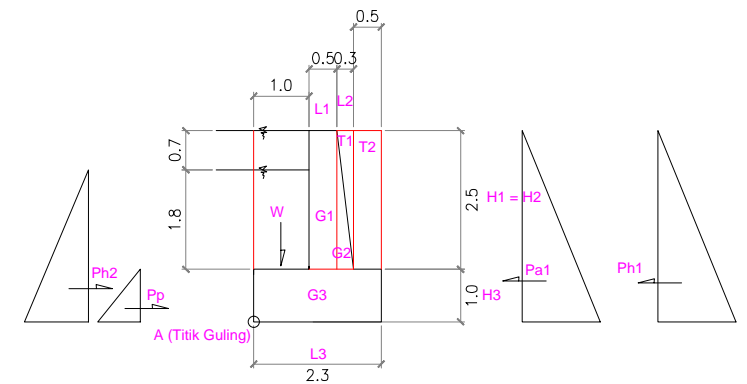
2 Stabilitas Pelimpah
Kondisi Normal Tanpa Gempa




3 Stabilitas Pelimpah
Kondisi Banjir Tanpa Gempa

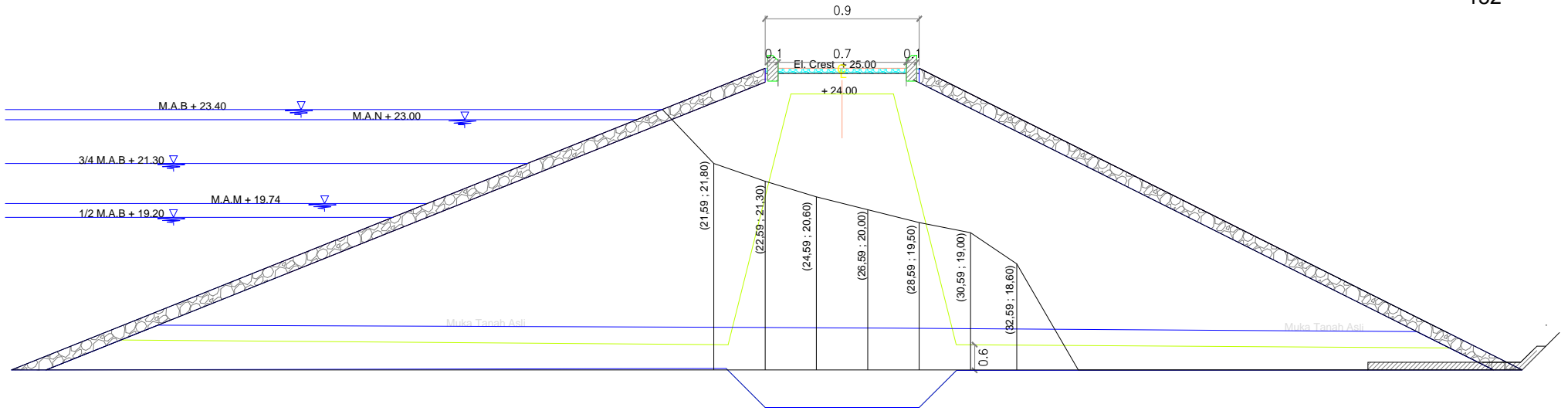


PELIMPAH

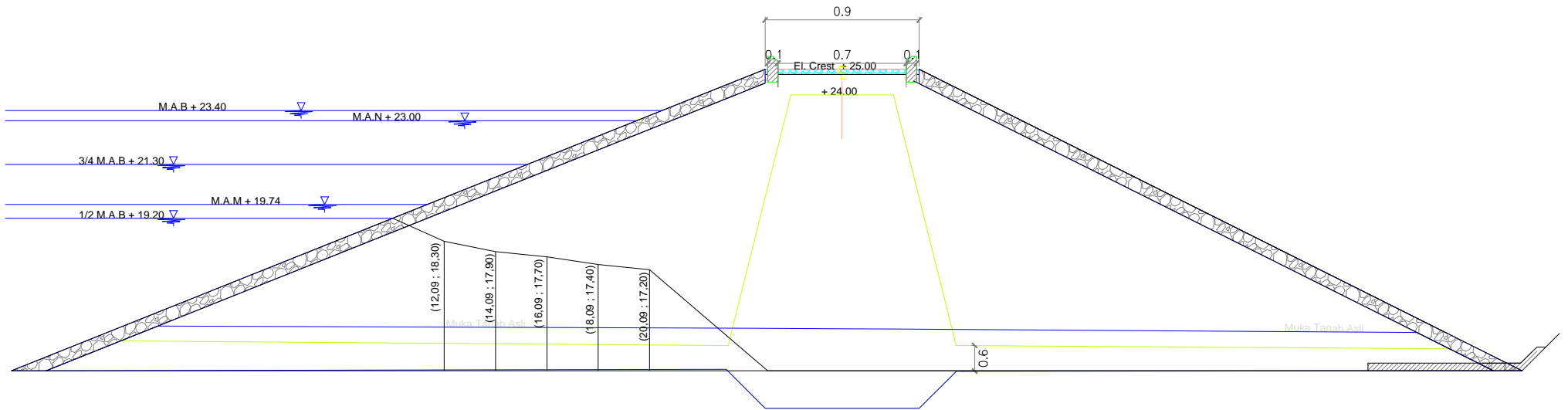


KOLAM OLAK

 <p>JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p> <p>Judul Gambar :</p> <p>GAYA-GAYA</p>	Dosen I : Dr. techn. Umboro L., ST, MSc.	
	Dosen II : Dr. Ir. Edijatno	
	Judul Tugas Akhir : Perencanaan Embung Oho Manon Kecamatan Kel. Kadi Tamar Kabupaten Madiun, Jawa Timur	
	Nama Mahasiswa : Anna Amalia Misdanik	
	NRP : 3113100066	
No. Gambar : 7	Jumlah Gambar: 9	



Garis Depresi Muka Air Banjir



garis Depresi 1/2 Muka Air Banjir



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

Judul Gambar :

GARIS DEPRESI

Dosen I :
Dr. techn. Umboro L., ST, MSc.

Dosen II :
Dr. Ir. Edijatno

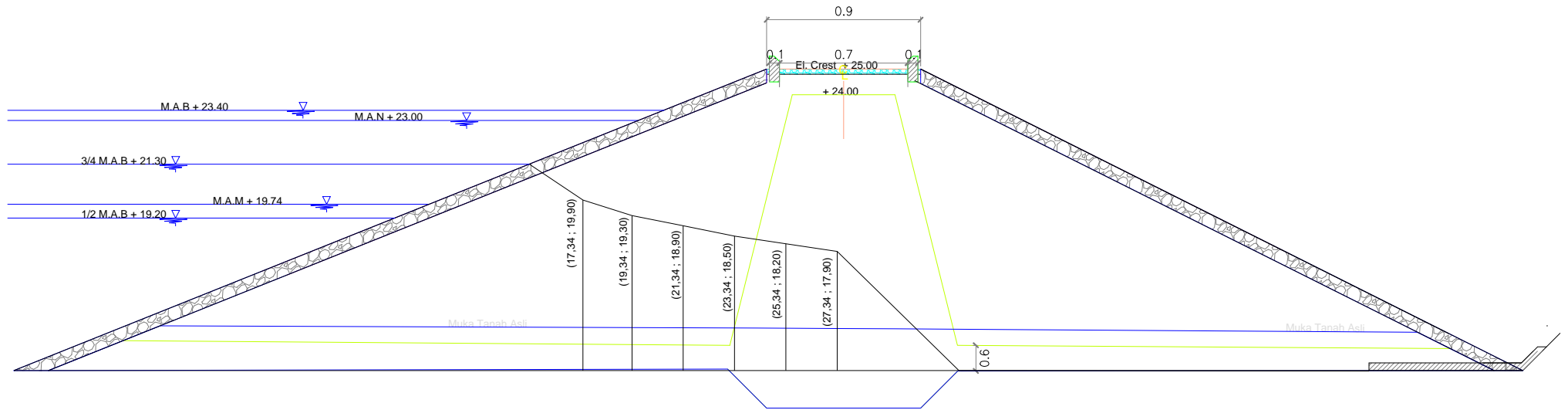
Judul Tugas Akhir :
Perencanaan Embung Oho Manun Kecamatan
Kel. Kesi Timur Kabupaten Maluku Tenggara

Nama Mahasiswa :
Anna Amalia Misdanik

NRP :
3113100066

No. Gambar :
8

Jumlah Gambar:
9



garis Depresi 3/4 Muka Air Banjir



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

Judul Gambar :

GARIS DEPRESI

Dosen I :
Dr. techn. Umboro L., ST, MSc.

Dosen II :
Dr. Ir. Edijatno

Judul Tugas Akhir :
Perencanaan Embung Oho Manun Kecamatan
Kel. Kedi Timur Kabupaten Madiun, Jember

Nama Mahasiswa :
Anna Amalia Misdanik

NRP :
3113100066

No. Gambar :
9

Jumlah Gambar:
9

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Trenggalek, 06 Maret 1995, merupakan anak tunggal. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Kedunglurah 1, SMPN 1 Pogalan, dan SMAN 1 Trenggalek. Penulis melanjutkan pendidikan pada program S1 Reguler Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITS pada tahun 2013 dan terdaftar dengan NRP 3113100066. Di Jurusan Teknik Sipil, Penulis mengambil Bidang Studi Hidroteknik. Penulis sempat

aktif di LDJ Al Hadiid Teknik Sipil dan LDK JMMI ITS. Bagi penulis merupakan suatu kebanggaan dapat menyelesaikan pendidikan S1-nya di ITS dan penulis berharap untuk menjadi lebih baik. Bagi pembaca yang ingin berdiskusi, memberikan saran dan kritik dapat berkorespondensi melalui email annaamalia6@gmail.com